

ARMIERTER BETON.

1914. FEBRUAR.

INHALT:

Die Querverteilung der Raddrücke bei Eisenbetonbalken-Brücken. Von Bauinspektor Dr.-Ing. W. Frank (Stuttgart). S. 49.

Die Festhalle in Breslau. Von Stadtbauinspektor Dr.-Ing. Trauer (Breslau) und Direktor Professor Dr.-Ing. Gehler (Dresden). Teil II. (Fortsetzung von S. 16.) S. 51.

Wagenwerkstätten in Greifswald. Von Diplom-Ingenieur E. Morgenstern (Berlin). S. 57.

Hilfstafeln zur Spannungsberechnung und Dimensionierung von Eisenbetonkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Axel Bendixsen (Java). S. 60.

Zur Dimensionierung von Stützmauern. Von Bauingenieur Alfons Schroeter (Berlin). S. 64.

Über die Verwendung von Baukabelkranen im Beton- und Eisenbetonbau. Von H. Ostertag (Berlin). (Schluß von S. 32.) S. 67.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 71.

Wirtschaftliche Rundschau. S. 75.

Verschiedene Mitteilungen. S. 76. — Mitteilungen über Patente. S. 76. — Bücherbesprechungen. S. 79. — Zuschriften an die Schriftleitung. S. 79.

DIE QUERVERTEILUNG DER RADDRÜCKE BEI EISENBETONBALKENBRÜCKEN.

Von Dr.-Ing. W. Frank, Bauinspektor (Stuttgart).

Unter Bezugnahme auf die Veröffentlichung in Heft 10 dieser Zeitschrift, Jahrgang 1913, S. 363 folgen nachstehend die Ergebnisse der vom Verfasser an zwei weiteren Plattenbalkenbrücken angestellten Versuche über die Querverteilung der Radlasten.

I. Belastungsprobe der Remsbrücke in Plüderhausen, Oberamt Welzheim.

Grundriß und Querschnitt dieser Brücke ist in Fig. 1 u. 2 dargestellt.

Die Brücke hat 2 Öffnungen von je 12,25 m Weite. Die 7 m i. L. zwischen den Brüstungen breite Brückentafel wird von 6 Unterzügen getragen, deren Breite 35 cm und deren maximale Lichthöhe 79 cm beträgt.

Die Unterzüge werden in jeder Öffnung durch einen Querträger versteift.

Die Fahrbahn ist durch Kleinpflaster von 10 cm Höhe auf 2 cm Sandschüttung befestigt.

Die Hauptträger unter der Fahrbahn sind mit 4 Ø 32 + 2 Ø 30 mm armiert; die Armierung der 16 cm starken Fahrbahnplatte ist 8 Ø 10 mm pro lfdm. m; die Versteifungsträger erhielten 3 Ø 20 mm.

Der Zwischenpfeiler hat eine Stärke von 50 cm bei einer Höhe von 5 m bis zum Fundament.

Für die Messung der Durchbiegungen haben sich bei Belastung durch Dampfwalze oder Lastwagen hier und in anderen Fällen Griotsche Biegemesser und andere, auf ähnlichem Prinzip beruhende Instrumente nicht bewährt, im wesentlichen deshalb, weil bei den durch die Bewegung der Dampfwalze hervorgerufenen Erschütterungen der durch Gewicht straff gespannte,

die Betätigung des Meßzeigers vermittelnde Draht sich streckte. Außerdem ist auch die Genauigkeit dieser Instrumente, die meist nur $\frac{1}{10}$ mm beträgt, nicht genügend.

Es wurde deshalb auf die Messung der elastischen Vibrationen während der Bewegung der Last verzichtet und nur die Durchbiegung unter der ruhenden Last mit Hilfe der Mikrometerschraube gemessen.

Zu diesem Zweck wurde in der aus Fig. 3 ersichtlichen Weise an den Unterzügen eine (in ihrer Länge verstellbare) Eisenstange mit zylindrisch abgedrehtem Querstück am unteren Ende befestigt. Der kürzeste Abstand dieses Querstücks von einem durch eingerammte Pfähle gewonnenen Fixpunkt ließ sich nach besonderen, hierüber angestellten Versuchen mit der Genauigkeit von $\frac{1}{50}$ mm bestimmen.

Die Belastung der Brücke erfolgte durch eine Dampfwalze von 15 t Gewicht, wovon 10 t auf die Hinterräder, 5 t auf die Vorderräder entfallen. Die Walze hatte 3,20 m Achsstand. Die Breite der Hinterräder ist 44 cm, ihre Entfernung 1,86 m; die Vorderräder haben zusammen eine Breite von 1,20 m.

Gemessen wurde die Durchbiegung der Unterzüge I, II, III, IV u. VI im Abstand 4,80 m vom Auflager bei der aus Fig. 1 u. 2 ersichtlichen Laststellung.

Für die Ermittlung der Querverteilung der Radlasten wäre es das nächstliegende gewesen, die Walze symmetrisch zur Fahrbahnebene aufzustellen; man hätte dann eine nach beiden Seiten gleichartige Lastübertragung erzielt.

In vorliegendem Fall sollte jedoch aus besonderen Gründen die Wirkung von seitlich zur Brückenachse liegenden Lasten ermittelt werden. Die Messung ergab:

Träger	VI	V	IV	III	II	I	
Ablesung in mm. . .	110,54	—	114,85	110,93	110,95	108,40	Brücke unbelastet.
"	110,33	—	114,44	110,52	110,53	108,10	" belastet.
Durchbiegung	0,21	—	0,41	0,41	0,42	0,30	mm.

Belastung und Entlastung wurden mehrfach wiederholt, ohne daß sich größere Differenzen als $\frac{1}{100}$ mm in den einzelnen Ablesungen eingestellt hätten.

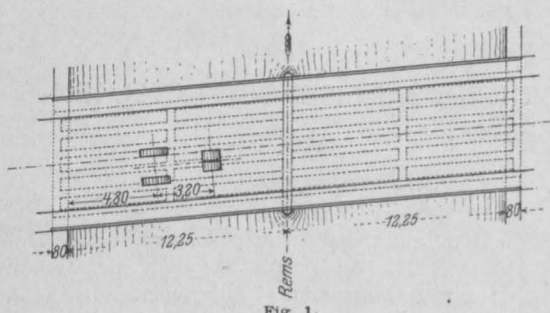


Fig. 1.

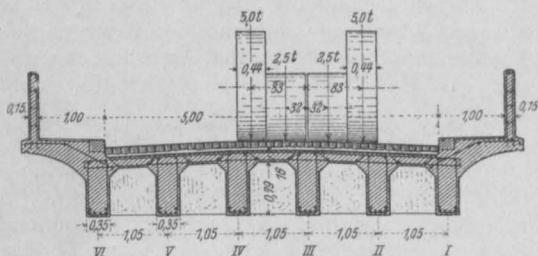


Fig. 2.

Wird für Träger V die Durchbiegung 0,31 mm interpoliert und die Gesamtlast der Walze von 15 t im Verhältnis der Durchbiegungen auf die einzelnen Unterzüge verteilt, so erhält man für diese die nachstehenden Belastungen:

Träger	VI	V	IV	III	II	I
Belastung rund	1,5 t	2,3 t	3,0 t	3,0 t	3,0 t	2,2 t

Diese Zahlen entsprechen nicht scharf der tatsächlichen Lastübertragung, da die über den Trägern II, III u. IV stehenden Einzellasten sich gegen die Randträger hin auch der Länge nach übertragen, so daß die Randträger eine auf eine größere Länge stetig verteilte Last erhalten. Um dieselbe Durchbiegung zu erhalten, ist also hier eine größere Gesamtlast erforderlich als die oben berechnete.

Es werden also, auf was es in erster Linie ankommt, die unmittelbar unter der Walze gelegenen Träger II—IV tatsächlich eine noch etwas geringere Last als je 3 t erhalten.

Berechnet man nach Fig. 1/2 die Anteile der Last auf die Unterzüge II, III u. IV nach dem Hebelgesetz unter der Voraussetzung freier Auflagerung der die Unterzüge verbindenden Platten, so erhält man

für Unterzug	Hinterräder	Vorderräder	zusammen
IV:	$5 \text{ t} \cdot \frac{0,80}{1,05} = 3,8 \text{ t}$	$2,5 \text{ t} \cdot \frac{0,32}{1,05} = 0,76 \text{ t}$	4,56 t
III:	$2 \cdot 2,5 \text{ t} \cdot \frac{0,25}{1,05} = 2,4 \text{ t}$	$2 \cdot 2,5 \text{ t} \cdot \frac{0,73}{1,05} = 3,48 \text{ t}$	5,88 t
II:	wie bei IV: 3,8 t	0,76 t	4,56 t
	10,0 t	5,0 t	15,0 t

Die Berechnung der Durchbiegung auf Grund dieser Lasten ergibt für Träger III eine etwas größere Durchbiegung als für Träger II und IV. Jedenfalls aber entfällt auf die 3 unter der Walze befindlichen Unterzüge tatsächlich nur eine Last von 9 t, während nach den üblichen Annahmen in der statischen Berechnung mit 15 t gerechnet wird.

Diese günstige Druckverteilung rührt selbstverständlich vom Versteifungsträger her. Steht die Walze in Feldmitte zwischen Versteifungsträger und Auflager, so wird die Querverteilung der Lasten weniger günstig sein. Dies ist jedoch deshalb von untergeordneter Bedeutung, weil an diesen Stellen der Brückenquerschnitt derselbe, die Biegemomente jedoch geringer sind.

II. Belastungsprobe der Rietbachbrücke in Geislingen, O.-A. Balingen.

Die Brücke ist in Fig. 4 in Querschnitt und Grundriß abgebildet.

Die Belastung erfolgte mit einer 14 t schweren Dampfwalze bei der aus dem Grundriß ersichtlichen Laststellung.

Die Hinterräder mit einem Druck von $2 \times 4,5 = 9 \text{ t}$ stehen symmetrisch zur Brückenachse in Brückenmitte. Die Vorderräder fallen auf das Widerlager.

Die mehrfach wiederholte Belastung und Entlastung gab auf $\frac{1}{30}$ mm übereinstimmend folgende Ablesungen:

Träger . . .	VII	VI	V	IV	III	II	I	
Ablesung. . .	119,06	—	122,15	—	120,89	115,73	113,28	unbelastet
„ . . .	119,01	—	121,97	—	120,68	115,62	113,23	belastet
Durchbiegung.	0,05	—	0,18	—	0,21	0,11	0,05	

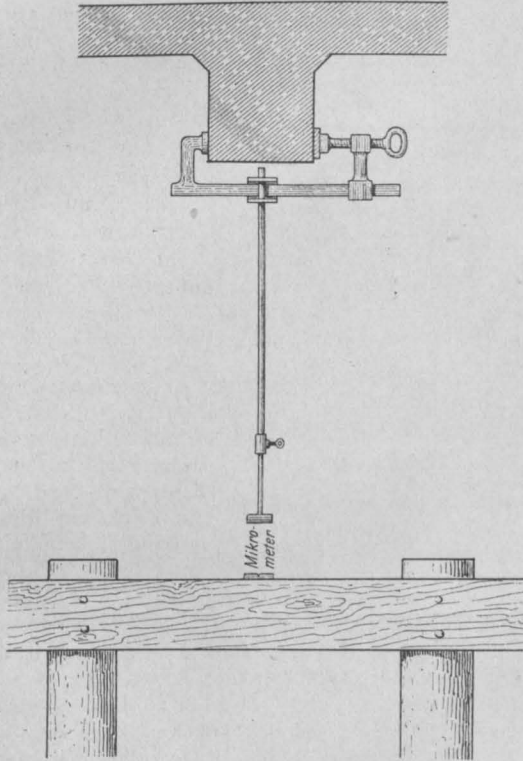


Fig. 3.

Interpoliert man für Unterzug IV und VI die Durchbiegungen 0,20 und 0,11 mm, so ergeben sich für die einzelnen Unterzüge die nachstehenden Lastanteile:

Unterzug . .	VII	VI	V	IV	III	II	I
Lastanteil .	0,5	1,1	1,8	2,0	2,0	1,1	0,5 t

I		Es übertragen sich also die
3,28	unbelastet	2 Radlasten von zusammen 9 t
3,23	belastet	annähernd gleichmäßig auf die
0,05		3 Unterzüge III, IV, V zu je
		2 t, d. h. diese in unmittelbarer
		Nähe der Räder befindlichen
		Unterzüge nehmen nur $\frac{2}{3}$ der
		Radlast auf, während sich $\frac{1}{3}$ der
		selben auf die nach dem einfachen Hebelgesetz
		nicht mehr beteiligten Unterzüge überträgt.

Die Dimensionierung der Unterzüge II–VI wird im allgemeinen nach wie vor auf Grund eines vollen Raddruckes von 4,5 t zu erfolgen haben; in Anbetracht der durch den Versuch ermittelten günstigen Druckverteilung erscheint es

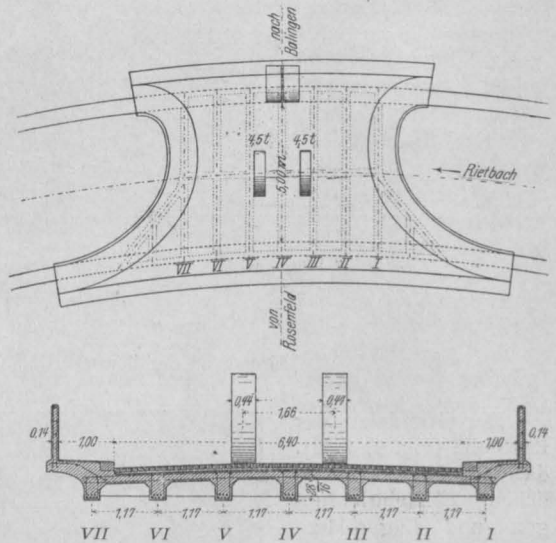


Fig. 4.

aber nicht notwendig, zu diesen 4,5 t noch einen besonderen Zuschlag zur Berücksichtigung des Einflusses der Stosswirkungen der im Gang befindlichen Dampfwalze zu machen, da dieser als in der Last von 4,5 t schon enthalten angenommen werden kann.

DIE FESTHALLE IN BRESLAU.

Von Dr.-Ing. Trauer, Stadtbauinspektor in Breslau,

und Professor Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G. in Dresden.

(Fortsetzung von S. 16.)

B. Die konstruktive Gestaltung der Einzelteile und die Bauausführungen.

I. Die Einrichtung der Baustelle und die Rüstungen.

Auf eine sorgfältige und zweckmäßige Einrichtung der Baustelle wurde hier besonderes

Gewicht gelegt, weil der Bau in möglichst kurzer Zeit ausgeführt werden sollte*).

*) Die Rekordleistungen der Amerikaner in der Verkürzung der Ausführungszeiten bei großen Bauten beruhen hauptsächlich auf einem klaren Bauprogramm und einer sorgfältigen Vorbereitung. Dadurch, daß möglichst alle Baustoffe bereits vor Beginn angeliefert und auch durch

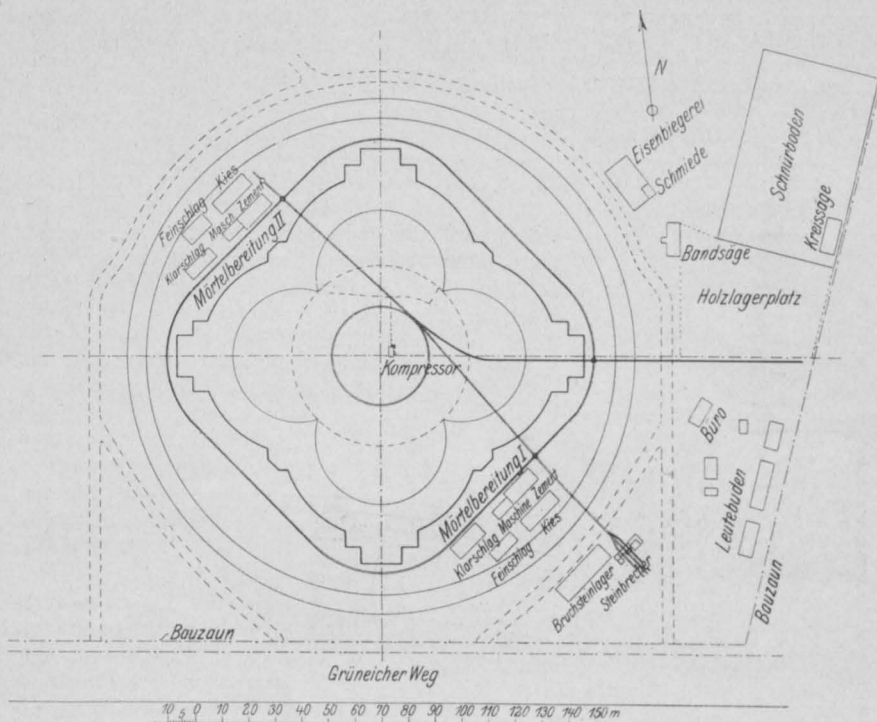


Fig. 9.

Grundplan der Baustelle.

Der Grundplan der Baustelle (Fig. 9) zeigt, daß für die erforderlichen Hilfseinrichtungen und Lagerplätze reichlich Raum zur Verfügung stand.

Mit Rücksicht auf den Umfang des Bauwerkes wurden zwei getrennte Mörtelbereitungsanlagen an zwei einander gegenüberliegenden Seiten des Bauwerkes errichtet. Ein Steinbrecher diente dazu, ausgemusterte Pflastersteine von schlesischem Granit zu Klar-



Fig. 10.

Blick vom Mittelturm auf den Lagerplatz und das Kabelbahngleis.

schlag und Feinschlag zu verarbeiten. Ein ringförmiges Gleis schmiegte sich möglichst dicht dem Umriß der Hallengrundfläche an. Ferner führte ein zweites Gleis vom Steinbrecher nach den beiden Mörtelbereitungsanlagen, ein drittes Gleis endlich vom Holzagerplatz zur Hallenmitte mit einer ringförmigen Schleife unter der Kuppel. Längs des Zufahrtsweges lag außer dem Bau-bureau der Eisenbiegeschuppen mit Schmiede und der 2500 qm fassende Schnurboden nebst Holzagerplatz mit Kreis- und Bandsäge. Ein Blick auf diese umfangreichen Anlagen zeigt auch Fig. 10.

Abschlagszahlungen vergütet, dagegen die bei uns leider sehr beliebten Abänderungen während des Baues seitens der Architekten aber vermieden werden, können die vorgesehenen, oft überraschend kurzen Fristen auch fast stets eingehalten werden.

Zur Erzeugung von Druckluft für die pneumatischen Betonstampfer war eine Kompressoranlage, die zur Herstellung der Gründungskörper und Pfeiler verwendet wurde, in der Mitte des

Anlage steht, nach dem nur 14 m hohen fahrbaren Turm gespannt, der auf einem vollen Kreis von 190 m \varnothing verschiebbar ist (s. Fig. 11). Durch diese Anlage konnte jeder Punkt des als Rotationskörper zu betrachtenden Bauwerkes auf dem kürzesten Wege durch die Luft erreicht werden. Um die Leistung der Anlage zu erhöhen, wurden zwei solcher Kabelbahnen mit zwei fahrbaren Türmen beschafft, die unabhängig voneinander arbeiteten und sich um den beidengemeinsamen Mittelturm bewegten. Außer diesen Türmen waren keinerlei Hilfsgerüste erforderlich. Die Tragfähigkeit der Kabelbahn betrug normal 1600 kg, maximal 2500 kg. Durch Zusammenarbeiten der dichtaneinandergerückten beiden Kabelbahnen konnte die doppelte Last gefördert werden (s. Fig. 12). Die Leistung betrug 10 cbm Beton in der Stunde, bei einer Hubgeschwindigkeit von 30 m in der Minute und einer Fahrgeschwindigkeit der Laufkatze von 90 m in der Minute, wozu ein Antriebsmotor von 32 PS erforderlich war. Das Verfahren der Türme

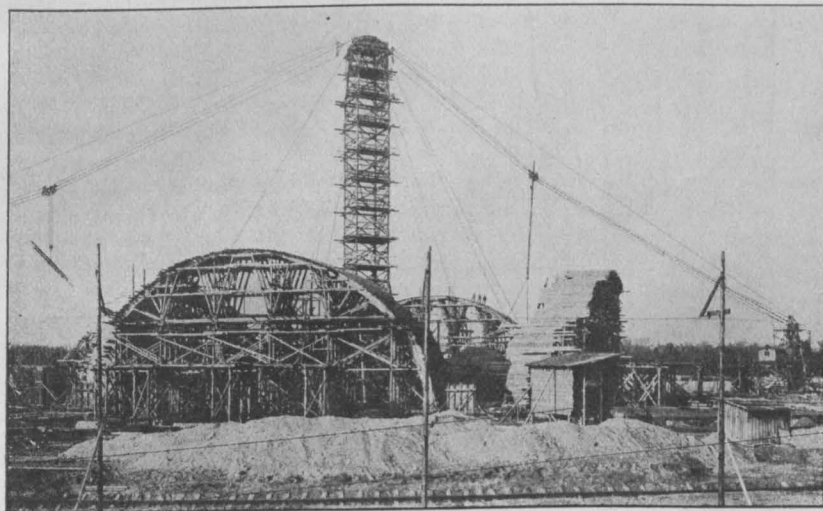


Fig. 11.

Lehrgerüste der Hauptbogen und Mittelturm der Kabelbahn.

Hallengrundrisses aufgestellt, von wo aus die Rohrleitungen nach den vier Hauptpfeilern liefen.

Um den Holzbedarf für die Hilfsgerüste möglichst einzuschränken, wurden eingehende Vorstudien über die zweckmäßigste Anordnung einer geeigneten Förderanlage für die zu verwendenden Baustoffe Holz, Eisen und Mörtel vorgenommen, welche die Aufgabe hatte, diese von dem Umfangsgleis nach jedem Punkte des Bauwerkes zu schaffen. Die Beobachtungen bei amerikanischen Baubetrieben führten den Verfasser gemeinsam mit der Firma Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis, zu der neuartigen Lösung einer sogenannten Karussellkabelbahn, die dem zuerst erörterten Plan eines um die Mitte des Bauwerkes drehbaren großen Schwenkkranes vorgezogen wurde. Diese Kabelbahn ist von einem 52 m hohen festen Gerüstturm, der im Mittelpunkt der

werden (s. Fig. 12). Die Leistung betrug 10 cbm Beton in der Stunde, bei einer Hubgeschwindigkeit von 30 m in der Minute und einer Fahrgeschwindigkeit der Laufkatze von 90 m in der Minute, wozu ein Antriebsmotor von 32 PS erforderlich war. Das Verfahren der Türme

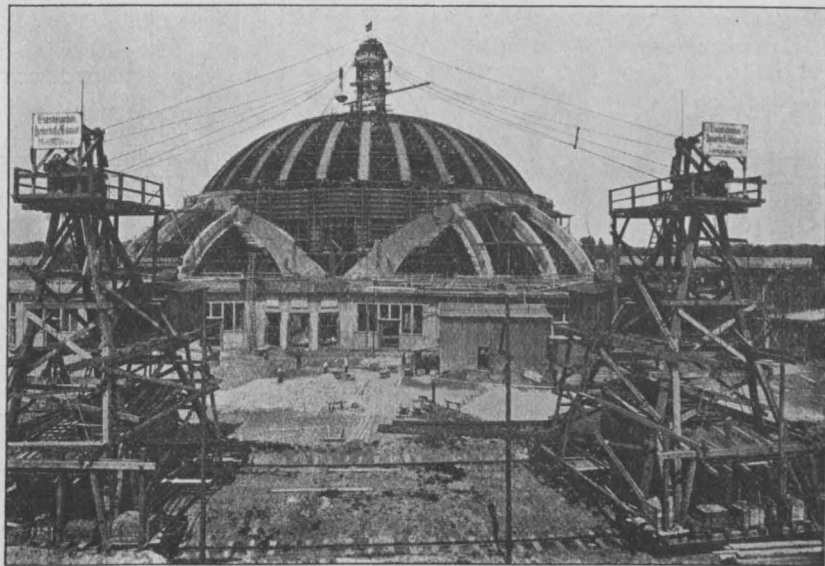


Fig. 12.

Fahrbare Türme der Kabelbahn.

Schienen verwendet wurden, konnte die doppelte Krümmung ohne Schwierigkeiten durch Aufnageln auf den dicht liegenden 1,25 m langen hölzernen Querschwellen erzeugt werden. Erfreulicherweise traf die von einigen Seiten gehegte Befürchtung, daß die innere Schiene unbedingt auf einem durchlaufenden Betonklotz liegen müsse, um störende Setzungen und Krümmungen zu vermeiden, hier nicht zu, obwohl die Schwellen zum Teil sogar in aufgeschüttetem Boden gelagert waren. An der Außenseite des Gleises war die Schleifleitung für die Stromzufuhr auf hölzernen Masten verlegt.

Die konstruktive Ausbildung des Mittelturmes, der gleichzeitig als Hauptzugang für die Hilfsgerüste diente, war deswegen eine eigenartige

Knoten des darüber und darunter liegenden Stockwerkes durch hängewerkartig gespannte Drähte verbunden. Schließlich wurden sämtliche Zangenenden noch durch senkrecht von oben bis unten durchlaufende Drähte zusammengefaßt. Überdies waren die Knicklängen zwischen den einzelnen Stockwerken durch wagerechte Riegel verringert worden.

Da bekanntlich bei Verankerungen von hölzernen Bauteilen mittels Drahtseilen oder dünnen Drähten die Gefahr besteht, daß die Drähte in das Holz einschneiden, sind hier für den Angriff der Drähte wagerecht liegende eiserne Rahmen angeordnet worden, die den Turm am Kopfe und in halber Höhe umfassen (siehe Fig. 14). Um ein zwang-

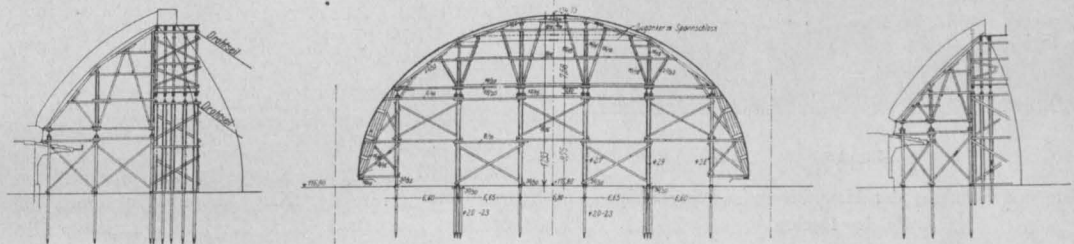


Fig. 15.

Lehrgerüste des Hauptbogens.

Aufgabe, weil in einer Höhe von 52 m eine wagerechte Kraft von 20 t angriff, die durch die beiden nebeneinander stehenden Kabelbahnen hervorgerufen wurde. Die Ausführung dieses Turmes in Eisen wäre wohl konstruktiv einfacher gewesen, verbot sich aber mit Rücksicht auf den hohen Kostenaufwand, weil dieses eigenartige Bauwerk nur einmal in dieser Form und nur vorübergehend gebraucht wurde. Es wurde daher dieser Turm in Holz ausgeführt, trotz der Schwierigkeit, die vielen Stoßstellen einwandfrei und sicher wirkend auszubilden.

Die vier Ständer des Turmes sind nach Fig. 14 auf eingerammten Holzpfählen gegründet und fachwerkartig miteinander fest verbunden. Sie bestehen aus je zwei Kanthölzern, die mit abwechselnden Stößen durch die 13 Stockwerke geführt sind. Am Kopfe des Turmes und in halber Höhe waren je 4 Drahtseile zur Verankerung nach den Gründungskörpern der 4 Hauptpfeiler gespannt. Um die Knicksicherheit zu erhöhen und vor allem die Stoßstellen einwandfrei zu stützen, wurden die wagerechten Zangen über die Ständer hinaus verlängert und ihre Endpunkte mit den

loses Drehen der beiden Kabelbahnen um den Königszapfen zu ermöglichen und eine klare Kraftübertragung auf den Turm zu gewährleisten, wurde auf der aus zwei gekreuzten Schwellenlagen bestehenden Plattform ein Schienenkranz verlegt, auf dem jede Kabelbahn mit einem Rollwagen abgestützt war. In dem Bauzustand der Fig. 11, in welchem dieser Turm vollständig freistand und dem vollen Windangriff ausgesetzt war, hat er während der Osternacht 1912 einen orkanartigen Sturm ohne jeden Schaden überstanden.

Einer Überlastung des Turmes bei den vielfach wechselnden Belastungen durch die Kabelbahn war übrigens durch die Bemessung des Gegengewichtes in den fahrbaren Türmen vorgebeugt; dieses war so gewählt, daß der Turm sich von der äußeren Schiene abhob, sobald eine Überschreitung der zulässigen Belastung der Kabelbahn eintrat. Beim Ziehen der schweren Rüststämme im Anfang des Baues wurde wiederholt ein solches Abheben bis zu 0,5 m beobachtet und dadurch der Kranführer zur Vorsicht gemahnt. Bei dieser Bewegung vergrößerte sich der Seildurchhang, wodurch eine Verringerung des wäge-

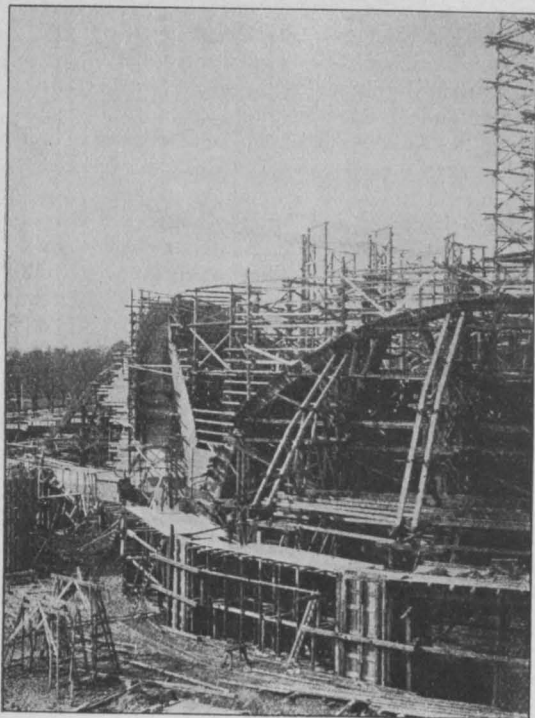


Fig. 16.

Gerüste und Schalung der Hauptbogen und Strebebogen, sowie des Daches.

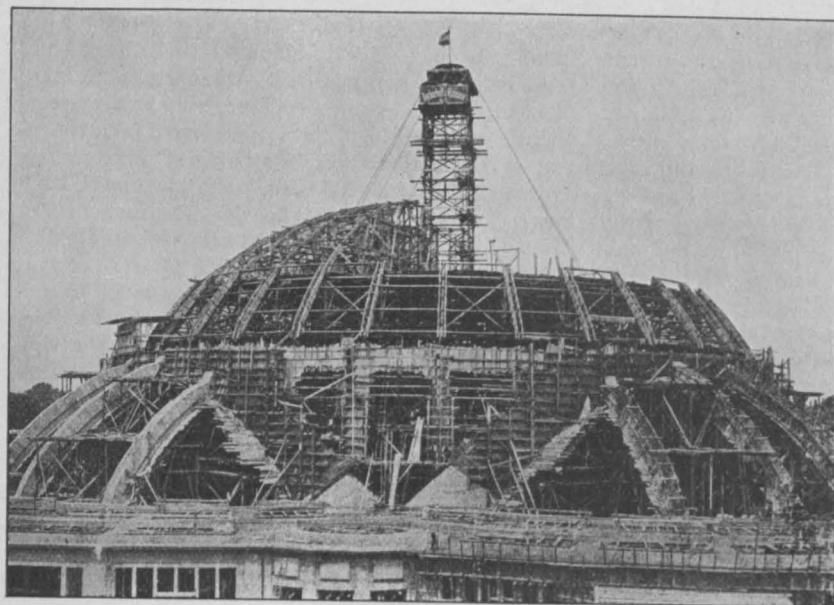


Fig. 17.

Rüstung der Kuppel.

rechten Seilzuges und somit ein willkommener Ausgleich entstand.

Diese neuartige Anlage, die von der Firma Bleichert & Co. in der maschinellen Einrichtung ausgebildet wurde, hat sich in jeder Hinsicht bewährt und wesentlich dazu beigetragen, die Ausführungszeit abzukürzen. Eine Voraussetzung für die Anwendung dieser Anlage war allerdings, daß die Baupolizei, abweichend von der sonst üblichen Auffassung, die Anwendung eines Hebezeuges gestattete, bei dem die Lasten über die arbeitenden Menschen hinweggeführt werden. Besonders sei darauf hingewiesen, daß irgendein Unfall hierbei nicht vorgekommen ist*).

Die Rüstung für die 4 Hauptbogen (siehe Fig. 11 u. 15) ist in bekannter Weise durchgebildet. Bemerkte sei hierbei, daß die einzelnen Binder im Grundriß trotz der Krümmung des Bauwerkes eben ausgebildet waren, wobei nur 2 Binder vollständig durchgeführt wurden und die übrigen nur so weit, als es die Schalung erforderte. Die Rüstung für die Strebebogen diente gleichzeitig zur seitlichen Abstützung dieser Hauptbogen-gerüste. Die Joche des Unterbaues dieser Rüstung sowie die großen Schalungsflächen für die Hauptpfeiler wurden an Ort und Stelle, auf dem Erdboden liegend, zusammengebaut und im ganzen mittels Winden aufgerichtet.

Das 37 m hohe Kuppelgerüst bestand die Rippenteilung an der Kuppel entsprechend, aus 32 ebenen Gerüstwänden, die im Grundriß radial angeordnet waren und in üblicher Weise ausgebildet sind (siehe Fig. 7). Die Gerüstständer wurden auf Holzpfeilern gegründet. Bemerkenswert ist, daß die $5 \times 32 = 160$ Stück eisernen Gerüstspindeln wegen der starken Krümmung der Kuppel in zwei Stockwerken angeordnet wa-

*) Bekanntlich sind die Amerikaner gerade durch die großzügige Einrichtung ihrer Baustellen und die Ausbildung und Handhabung ihrer Hebezeuge uns voraus. Dieser Vorsprung kann nur dann eingeholt werden, wenn auch die Behörden die Arbeiterschutzbestimmungen in möglichst wenig engerherziger Weise anwenden und damit auch dazu beitragen, unsere Arbeiter zu größerer Achtsamkeit und zu selbständiger Beurteilung etwaiger Gefährdung zu ziehen.

ren, in denen auch eine vollständig dichte Abdeckung der Arbeitsfläche in zwei Ringen zum Schutze der Arbeiter vorhanden war. Die Laternenrüstung wurde später auf den fertigen Druckring der Kuppel aufgesetzt, so daß später das Kuppelgerüst unabhängig von der Ausführung der Laterne entfernt werden konnte.

In Fig. 16 ist die Schalung für die Hauptbogen mit ihrer eigenartigen doppelten Krümmung

zu sehen sowie die Lehrgerüste für die Haupt- und Strebebogen im fertigen Zustande und der Beginn des Aufbaues der Kuppelrüstung mit den Lehren für den Kuppelunterbau. Die nahezu fertige Kuppelrüstung zeigt Fig. 17, in welcher auch die oberste Plattform sowie die Einschalung der Hauptbogen und des Windrahmens deutlich zu erkennen ist.

(Schluß folgt.)

WAGENWERKSTÄTTEN IN GREIFSWALD.

Von Diplom-Ingenieur E. Morgenstern,

Oberingenieur der Deutschen Kahneisen-Gesellschaft Jordahl & Co. (Berlin).

Das stete Anwachsen des Eisenbahnverkehrs und die damit Hand in Hand gehende Vermehrung des Wagenbestandes erforderte eine Erweiterung der bestehenden, an sich schon recht umfangreichen Wagenwerkstätte in Greifswald.

Unter der Leitung des Herrn Regierungs- und Baurats Merkel wurde deshalb von der Königl. Eisenbahndirektion Stettin ein Entwurf ausgearbeitet, der eine Erweiterung der Wagenhalle um rund 6600 qm bebauter Fläche vorsah.

Bei Aufstellung des Entwurfes ließ sich die Behörde erfreulicherweise von ganz modernen Grundsätzen leiten und so wurde denn auch das Bauwerk in allen Teilen aus Eisenbeton hergestellt. Die Ausführung erfolgte im Sommer 1912 durch die Firma F. C. Reincke & Co., Stettin. Die Neubauten bestehen aus einer Wagenwerkstatt von rund 103 m Länge und 65 m Breite, an welcher sich einige kleinere Anbauten anschließen und zwar 2 Meisterbuden, einen Waschraum von $6,2 \times 20$ m, ein Farbenraum von etwa $9,0 \times 9,0$ m, die Sattlerei und Plannäherei mit $9,0 \times 20$ m Grundfläche und endlich das Kesselhaus, welches eine Fläche von rund $7,0 \times 12$ m bedeckt.

Die Wagenwerkstatt ist in 3 Felder von 103 m und 1 Feld von rund 70 m Länge gegliedert. Jedes dieser Felder ist 15,50 m breit und wird von einer bogenförmig gekrümmten Eisenbetondecke überdacht.

Im Scheitel ist die Dachdecke durch einen etwa 5 m breiten, mit Oberlicht und seitlichen Jalousien versehenen Laternenaufbau, der sich nahezu über die ganze Tiefe des Gebäudes erstreckt, unterbrochen. Die tragenden Bestandteile dieses Aufbaues sind ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt.

In der Längsrichtung wird die Halle durch Binder und Stützen in Felder von 7,25–12,30 m Breite eingeteilt.

Die der Sattlerei benachbarten 8 Felder, zur

Aufnahme der Lackiererwerkstatt bestimmt, sind durch Monierwände von dem übrigen Raum abgegrenzt und durch eine doppelte Decke, bestehend aus der über die ganze Halle hinweggehenden Eisenbetondecke und einer an den Dachpfetten angehängten Putzdecke, überdacht. Die doppelte Decke soll ein Abtropfen von Schwitzwasser, das in der Lackiererwerkstätte naturgemäß sehr störend wirken könnte, verhindern.

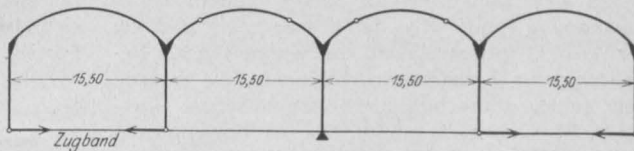


Fig. 1

Mit Rücksicht auf die großen Längen- und Breitenabmessungen und die Lage der Halle, welche Rauchgasen, Wind und Sonnenstrahlen ungehinderten Zutritt bietet, mußten zur Vermeidung von Rißbildungen mehrere Dilatationsfugen angeordnet werden.

In der Längsrichtung wurden 2 Fugen dadurch geschaffen, daß die Dachdecke unmittelbar vor dem Binder von diesem mittels einer Papp-einlage isoliert wurde und die Dachpfetten auf Konsolen, die von den Bindern auskragen, aufgelegt wurden. In der Querrichtung wurden 4 Fugen angeordnet, derart, daß sowohl die Dachhaut als auch die Binder der beiden mittleren Felder in etwa $\frac{1}{4}$ bzw. $\frac{3}{4}$ der Spannweite durchschnitten wurden.

Hierdurch ergab sich in statischer Hinsicht das in Fig. 1 dargestellte System, bestehend aus den beiden seitlichen Steifrahmen mit einseitigem Kragarm, den beiden eingehängten freiaufliegenden Balken und dem mittleren Stiel mit beiderseitigen Konsolen.

Die Rahmenstiele wurden als gelenkig gelagert konstruiert, jedoch wurde, wie im Betonbau

allgemein üblich, von der Ausbildung wirklicher Gelenke abgesehen; der Mittelstiel mußte selbstverständlich im Boden eingespannt werden.

Für die Armierung sämtlicher Konstruktionsteile wurde durchweg Kahneisen verwendet, es ist dies bemerkenswert, da es der erste Fall war, daß in Deutschland auch für Rahmenkonstruk-

abweichenden Achse (Fig. 4) nach den vom Verfasser in „Armierter Beton“ Jahrg. 1910 Heft 9 entwickelten Formeln berechnet.

Die Einflüsse der Vertikallasten, des Kragarmes und der horizontalen Windkräfte wurden, wie es die erwähnten Formeln erfordern, gesondert aufgestellt. Die von den Vertikallasten her-

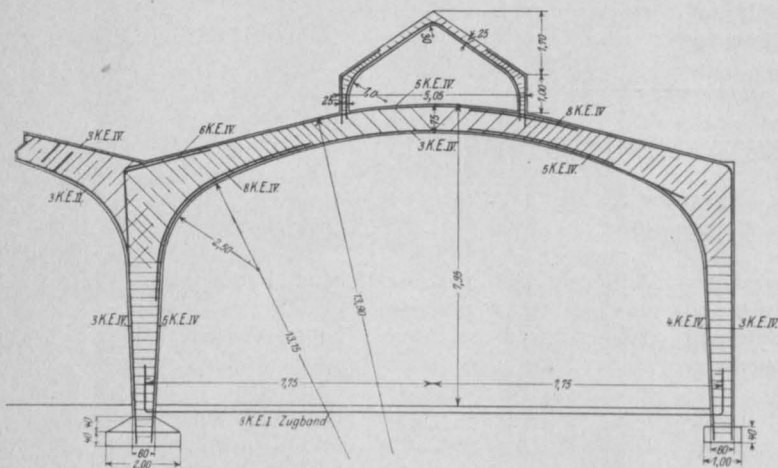


Fig. 2.

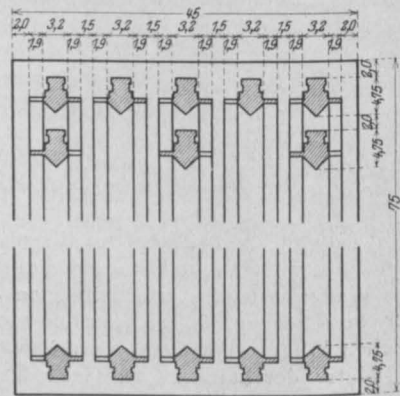


Fig. 3.

tionen das Kahneisen in ausgedehntem Maße Anwendung fand. Bis dahin war man vielfach der Ansicht gewesen, daß das Kahneisen als Bewehrung von Rahmenkonstruktionen den größten Teil seiner statischen und ökonomischen Überlegenheit einbüßen müßte, da es doch nur in gleicher Weise wie Rundeisen gebogen und verlegt werden könnte.

Der Bau der Greifswalder Wagenwerkstatt hat nun auch die Zweifler von der Unhaltbarkeit dieser Ansicht überzeugt und es wurde späterhin Kahneisen als Armierung von Rahmenkonstruktionen in zahlreichen Fällen mit Erfolg verwendet.

Die Armierung eines Rahmenbinders (Pos. 21) zeigt Fig. 2 und Fig. 3.

Über die statische Berechnung sei folgendes mitgeteilt:

Als Belastung kommen nur Schnee und Wind in Betracht, und es wurde, wie üblich, Schnee mit 75 kg/qm Horizontalprojektion, Wind mit 150 kg/qm normal zur Angriffsfläche in Rechnung gesetzt.

Die Dachdecke und die Pfetten wurden als auf 4 Stützpunkten aufliegende kontinuierliche Balken berechnet, die Laternenbinder als gelenkig gelagerte Steifrahmen; ebenso die großen Rahmenbinder (mit einseitigem Kragarm versehen). Letztere wurden unter Annahme einer geknickten, von der wirklichen nur unwesentlich

rührende statisch unbestimmte Größe X ergibt sich bei symmetrischer Rahmenform aus der Formel (3).

$$X = \frac{\sum_1^m e_r n_r s_r + \sum_1^m e_r (h_{r-1} - n_r l_{r-1}) F_r}{2 \left(s_0 + \sum_1^m e_r s_r \right)}$$

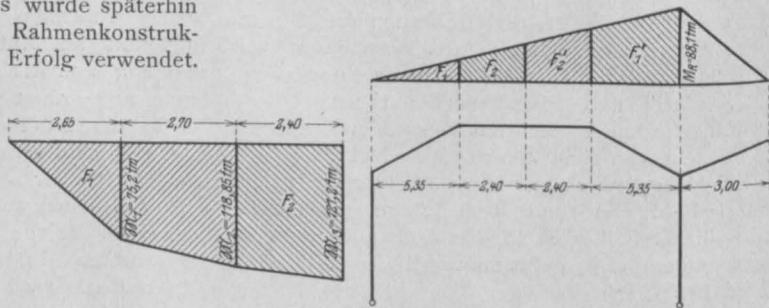


Fig. 4.

welche für unsern speziellen Fall die Form annimmt:

$$X = \frac{e_1 n_1 s_1 + e_1 h_0 F_1 + e_2 h_1 F_2}{2 (s_0 + e_1 s_1 + e_2 s_2)}$$

Da für das Verhältnis des Trägheitsmomentes

$$\frac{J_1}{J_v} = \frac{J_2}{J_v} = 1$$

gesetzt werden konnte, ergab sich

$$e_1 = \frac{1}{\cos \varphi_1} = 1,055,$$

$$e_2 = \frac{1}{\cos \varphi_2} = 1;$$

man für die Werte F_1 und F_2 , welche die Flächen der Momente für den gedachten freiaufliegenden Balken darstellen (Fig. 4):

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,65 \cdot 75,2 + 2,7 \cdot 75,2 + \frac{1}{2} \cdot 2,7 \cdot 40 \\ = 99,6 + 203,0 + 58,9 = 361,5 \text{ tm}^2,$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot 2,4 (188,85 \\ + 121,2) = 288,1 \text{ tm}^2.$$

S_1 das statische Moment der Fläche F_1 (S_2 fällt nach der Formel aus der Rechnung, weil $n_2 = 0$) bezogen auf die Auflagervertikale, ist dann

$$99,6 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2,65 + 203 \cdot 4,0 \\ + 58,9 \left(2,65 + \frac{2}{3} \cdot 2,7 \right) \\ = 2834 \text{ tm}^3.$$

Nach Einsetzung dieser Werte in die Formel ergibt sich $X_v = 11,8$ tons.

Zur Berechnung des Einflusses des Konsolmomentes kommt zunächst die allgemeine Formel (2) für unsymmetrische Belastung bei symmetrischer Rahmenform in Betracht; es ist hiernach:

$$X = \frac{\sum_1^m e_r n_r (S_r + S_r') + \sum_1^m e_r h_{r-1} (F_r + F_r')}{4 \left(s_0 + \sum_1^m e_s \right)}$$

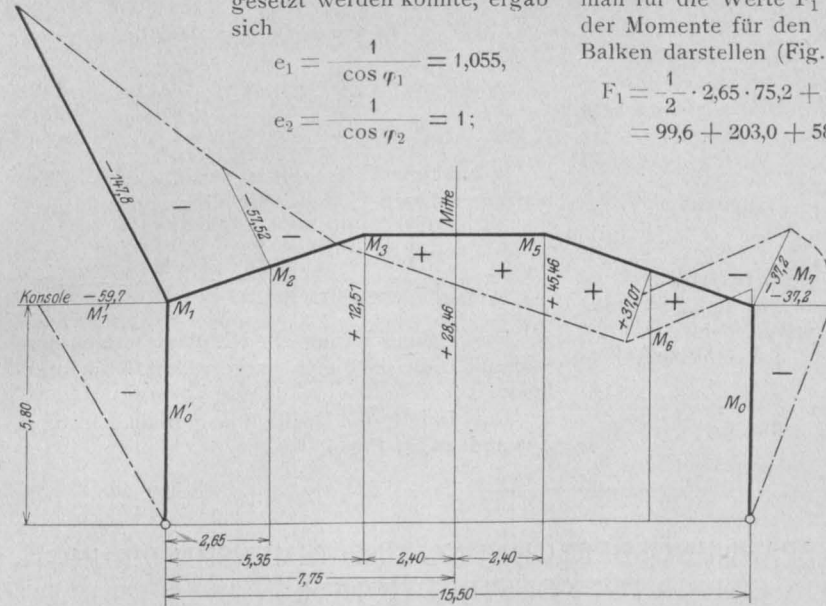


Fig. 5.

$$n_1 = \tan \varphi_1 = 0,3365,$$

$$n_2 = \tan \varphi_2 = 0;$$

$$s_0 = \frac{h_0^3}{6} = 32,5 \text{ m}^3,$$

$$s_1 = \frac{5,35 \cdot 5,8^2}{2} + 5,35 \cdot \frac{1,8}{2} \left(5,8 + \frac{1,8}{3} \right) = 120,85 \text{ m}^3,$$

$$s_2 = \frac{2,4 \cdot 7,6^2}{2} = 69,4 \text{ m}^3.$$

Für den meistbelasteten Binder Pos. 21 erhält

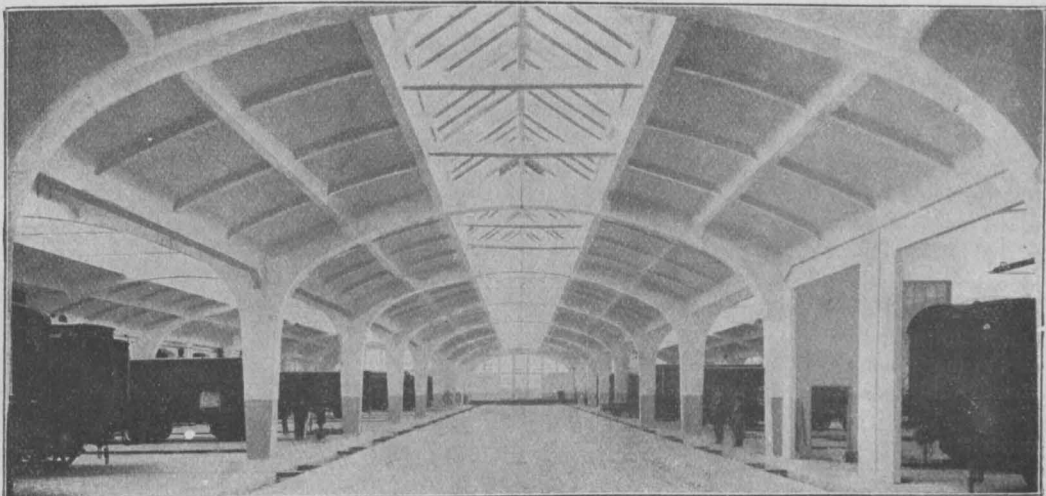


Fig. 6.

welche in unserem Fall übergeht in:

$$X_h = \frac{e_1 n_1 (S_1 + S_1') + e_1 h_0 (F_1 + F_1') + e_2 h_1 (F_2 + F_2')}{4 (s_0 + e_1 s_1 + e_2 s_2)}.$$

Hierin ist laut Fig. 4:

$$F_1 = -5,35 \cdot \frac{88,1 + 57,7}{2} = 390 \text{ tm}^2,$$

$$F_2 = -2,40 \cdot \frac{57,7 + 44,1}{2} = 122 \text{ tm}^2,$$

$$S_1 = -5,35^2 \cdot \left(\frac{57,7}{2} + \frac{30,4}{6} \right) = -970 \text{ tm}^3,$$

$$F_1' = -\frac{5,35 \cdot 30,4}{2} = 81,3 \text{ tm}^2,$$

$$F_2' = 2,4 \cdot \frac{44,1 + 30,4}{2} = 89,5 \text{ tm}^2,$$

$$S_1' = -\frac{5,35^2}{3} \cdot 30,4 = -290 \text{ tm}^3,$$

und es ergibt sich $X_h = -5,4 \text{ t}$.

In analoger Weise erhält man den durch Wind hervorgerufenen Horizontalschub aus der Formel:

$$X_w = \frac{-\left(S_0 + \frac{e_1}{n_1} S_1\right)}{4 (s_0 + e_1 s_1 + e_2 s_2)} + \frac{M}{2h} = -3,18 \text{ t}.$$

Durch Summierung aller Einflüsse erhielt man schließlich die in Fig. 5 dargestellten Momentenlinien.

Das Innere der Halle im gebrauchsfertigen Zustande zeigt Fig. 6.

HILFSTAFELN ZUR SPANNUNGSBERECHNUNG UND DIMENSIONIERUNG VON EISENBETONKONSTRUKTIONEN.

Von Dipl.-Ing. Axel Bendixsen (Java).

1. Angewendete Bezeichnungen.

In den nachstehenden Formeln werden die folgenden Bezeichnungen gebraucht:

- h = die Nutzhöhe der Konstruktion,
- b = die Breite einer Platte oder eines Plattenbalkens,
- d = die Stärke einer Druckplatte,
- $F_b = b \cdot d$ = Inhalt der Druckplatte eines Plattenbalkens,
- f_e = Querschnitt der Zugeisen,
- f_e' = Querschnitt der Druckeisen,
- a = Abstand der Druckeisen vom gedrückten Rande,
- x = Abstand der neutralen Achse vom gedrückten Rande,
- σ_e = die Spannung im Zugeisen,
- σ_e' = die Spannung im Druckeisen,
- σ_b = die Spannung im Beton,
- $m = \frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ = das Verhältnis zwischen Eisenzug- und Betondruckspannung,
- μ = das Verhältnis des Abstandes zwischen Zug- und Druckmittelpunkt zur Nutzhöhe h ,
- e = der Abstand einer Normalkraft vom Druckmittelpunkte.

2. Grundlagen für die Berechnung der Spannungen.

Bei der Ermittlung der im Beton und Eisen auftretenden Spannungen wird angenommen, daß der Beton keine Zugspannungen aufnimmt, daß die Querschnitte bei Biegung eben bleiben, und daß das Verhältnis zwischen den Elastizitätsmoduli des Eisens und Betons gleich 15 gesetzt werden kann.

Zwischen den Größen x , h und m muß demnach die Beziehung bestehen:

$$\frac{m}{15} = \frac{h-x}{x},$$

woraus abgeleitet wird:

$$x = \frac{15}{m+15} \cdot h,$$

ferner ist

$$\sigma_e' = 15 \sigma_b \cdot \frac{x-a}{x}.$$

3. Ableitung der für Platten geltenden Formeln.

Bei der Aufstellung der Formeln, welche auf Grund der gemachten Voraussetzungen für Platten gültig sind, wird zwischen zwei verschiedenen Fällen unterschieden, nämlich: Beanspruchung auf reine Biegung und auf Biegung in Verbindung mit einer Normalkraft.

Im ersten Falle findet man bei Gleichsetzung der in einem Querschnitte auftretenden Zug- und Druckkräfte die Beziehung:

$$f_e \cdot \sigma_e = b \cdot \frac{x}{2} \cdot \sigma_b + 15 \cdot \sigma_b \cdot \frac{x-a}{x} \cdot f_e'.$$

Für a können wir annähernd den Wert $0,1 \cdot h$ einführen.

Mit Berücksichtigung der Gleichung

$$x = \frac{15}{m+15} \cdot h$$

geht die obige Gleichung über in:

$$\frac{f_e}{b \cdot h} = \frac{7,5}{(m+15) \left[m - (15 - 0,1 [m+15]) \frac{f_e'}{f_e} \right]}.$$

Wir setzen

$$\frac{f_e \cdot 100}{b \cdot h} = n \dots \dots \dots (1)$$

In der Tabelle 1 sind für verschiedene Werte von m und $\frac{f_e'}{f_e}$ die entsprechenden Werte von n angegeben.

Durch Gleichsetzung des Momentes der inneren mit dem der äußeren Kräfte finden wir:

$$M = f_e \cdot \sigma_e \cdot \mu \cdot h \dots \dots \dots (2)$$

Der Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt beträgt, wenn keine Druckarmierung vorhanden ist:

$$h - \frac{x}{3} = h \left(1 - \frac{5}{m+15} \right)$$

somit

$$\mu = 1 - \frac{5}{m+15}$$

Bei Vorhandensein einer Druckarmierung ändert sich μ so wenig, daß wir denselben Wert beibehalten können.

Die Werte von μ für verschiedene Werte m sind ebenfalls in der Tabelle 1 angegeben.

Aus den Gleichungen (1) u. (2) leiten wir die Gleichung ab:

$$h = \sqrt{\frac{M \cdot 100}{\mu \cdot \sigma_e \cdot n \cdot b}} \dots \dots \dots (3)$$

Im zweiten Falle bei gleichzeitiger Beanspruchung auf Biegung und Normalkraft erhalten wir bei Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte im Querschnitte:

$$f_e \cdot \sigma_e + N = \frac{b \cdot x}{2} \cdot \sigma_b + 15 \cdot f_e' \cdot \sigma_b \cdot \frac{x-a}{x}$$

An Stelle der Gl. (1) erhalten wir somit in diesem Falle die Gleichung:

Tabelle I.

$m =$	10	12	14	16	18	20	22	24	25	26	28	30	32	34	36	38	40	45
	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$	$n =$
$\frac{f_e'}{f_e} + \frac{N}{\sigma_e} = 0$																		
	3,00	2,32	1,85	1,52	1,26	1,07	0,92	0,80	0,75	0,70	0,62	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	0,34	0,28
0,1	3,43	2,58	2,02	1,63	1,35	1,14	0,97	0,84	0,79	0,74	0,65	0,58	0,51	0,46	0,42	0,38	0,35	0,29
0,2	4,00	2,92	2,23	1,78	1,45	1,21	1,03	0,88	0,82	0,78	0,68	0,60	0,53	0,48	0,43	0,39	0,36	0,29
0,3	4,80	3,34	2,49	1,95	1,57	1,30	1,09	0,93	0,86	0,82	0,71	0,62	0,55	0,50	0,44	0,40	0,37	0,30
0,4	6,00	3,92	2,82	2,15	1,70	1,39	1,16	0,98	0,91	0,86	0,74	0,65	0,57	0,51	0,46	0,41	0,38	0,30
0,5	8,00	4,75	3,26	2,42	1,87	1,50	1,23	1,04	0,96	0,90	0,77	0,67	0,59	0,53	0,47	0,42	0,40	0,31
0,6	12,00	6,02	3,84	2,74	2,06	1,64	1,33	1,11	1,02	0,94	0,81	0,70	0,62	0,55	0,48	0,44	0,41	0,32
0,7	24,00	8,20	4,68	3,16	2,33	1,79	1,44	1,18	1,08	0,99	0,85	0,73	0,64	0,57	0,50	0,45	0,42	0,32
0,8		12,85	6,00	3,72	2,63	1,97	1,56	1,27	1,16	1,06	0,89	0,77	0,67	0,59	0,52	0,47	0,43	0,33
0,9		30,00	8,32	4,37	3,05	2,22	1,72	1,37	1,24	1,13	0,95	0,81	0,70	0,61	0,54	0,49	0,44	0,33
1,0			13,60	5,90	3,61	2,52	1,90	1,49	1,34	1,21	1,01	0,85	0,73	0,64	0,56	0,50	0,45	0,35
$\frac{f_e' + \frac{N}{\sigma_e}}{f_e} = 0,9$			48,00	8,78	4,55	2,98	2,16	1,65	1,47	1,32	1,08	0,91	0,78	0,67	0,59	0,52	0,46	0,36
0,8				21,80	6,76	3,82	2,58	1,90	1,67	1,48	1,19	0,99	0,84	0,72	0,62	0,55	0,49	0,37
0,7					17,60	6,00	3,46	2,36	2,02	1,75	1,37	1,11	0,93	0,78	0,68	0,59	0,52	0,39
0,6						25,80	6,40	3,50	2,82	2,34	1,72	1,33	1,08	0,89	0,76	0,65	0,56	0,42
0,5								11,30	6,25	4,35	2,65	1,85	1,40	1,11	0,91	0,76	0,65	0,46
μ	0,80	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,88	0,89	0,89	0,90	0,90	0,91	0,91	0,92

Formeln.

Bei reiner Biegung	Bei Biegung und Normalkraft
(1) . . . $\frac{f_e \cdot 100}{b h} = n$	(4) . . . $\frac{100 \left[f_e + \frac{N}{\sigma_e} \right]}{b h} = n,$
(2) . . . $M = f_e \sigma_e \mu h$	(5) . . . $N e = f_e \sigma_e \mu h,$
(3) . . . $h = \sqrt{\frac{100 M}{\mu \sigma_e n b}}$	(6) . . . $h^2 \frac{m(m+15) N}{7,5 \cdot b \cdot \sigma_e} = \frac{e}{\mu} \frac{100 N}{b n_2 \sigma_e}$

$$\frac{100 \cdot \left(f_e + \frac{N}{\sigma_e} \right)}{b \cdot h} = n \quad \dots \quad (4)$$

wobei

$$n = \frac{750}{(m+15) \left[m - [15 - 0,1(m+15)] \frac{f_e'}{f_e + \frac{N}{\sigma_e}} \right]} \quad \text{ist,}$$

also in diesem Falle eine Funktion aus m und

$$\frac{f_e'}{f_e + \frac{N}{\sigma_e}}$$

Wird das Moment in bezug auf den Druckmittelpunkt genommen, finden wir die der Gl. (2) entsprechende

$$N \cdot e = f_e \cdot \sigma_e \cdot \mu \cdot h \quad \dots \quad (5)$$

Aus Gl. (5) in Verband mit der Gleichung

$$\sigma_e \cdot f_e + N = \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} + \sigma_b \cdot 15 \cdot f_e' \cdot \frac{x-a}{x} \sigma_b$$

findet man endlich durch Ausschaltung von f_e die Gleichung

$$h^2 - \frac{m(m+15)}{7,5 \cdot b \cdot \sigma_e} \cdot N \cdot h = \frac{e}{\mu} \cdot \frac{100 N}{b \cdot n_2 \cdot \sigma_e} \quad \dots \quad (6)$$

wobei n_2 den Wert bedeutet, der in der Tabelle bei $N=0$ gefunden wird.

4. Aufstellung der für Plattenbalken geltenden Formeln.

Auch in diesem Falle unterscheiden wir zwischen Beanspruchung auf Biegung allein und gleichzeitiger Beanspruchung auf Biegung und Druck.

Bei Vernachlässigung der kleinen im Stege auftretenden Druckspannungen, finden wir die mittlere Druckspannung $= \sigma_b \cdot \left(1 - \frac{d}{2x} \right)$, somit die Druckkraft

$$D = F_b \cdot \sigma_b \cdot \left(1 - \frac{d}{2x} \right) + \frac{15 \cdot \sigma_b}{x} (x-a) \cdot f_e'.$$

Wird annähernd $a = \frac{d}{2}$ angenommen, finden wir:

$$D = \sigma_b \cdot (F_b + 15 \cdot f_e') \left[1 - \frac{d}{2x} \right].$$

Die Zugkraft beträgt

$$Z = f_e \cdot \sigma_e.$$

Bei reiner Biegung muß demnach sein:

$$f_e \cdot \sigma_e = [F_b + 15 \cdot f_e'] \left[1 - \frac{d}{2x} \right] \cdot \sigma_b$$

oder

$$\frac{f_e}{F_b + 15 f_e'} = \left[1 - \frac{15 + m}{30} \cdot \frac{d}{h} \right] \cdot \frac{1}{m}.$$

Wir setzen

$$\frac{100 \cdot f_e}{F_b + 15 f_e'} = n_1 \quad \dots \quad (7)$$

In der Tabelle II sind die Werte n_1 für verschiedene Werte von m und $\frac{d}{h}$ aufgeführt.

Bei Gleichsetzung der Momente der inneren und äußeren Kräfte wird der Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt gleich

$$h - \frac{d}{2} = \mu \cdot h$$

angenommen.

Es muß also sein:

$$M = f_e \cdot \sigma_e \cdot \mu \cdot h \quad \dots \quad (8)$$

und

$$\mu = 1 - 0,5 \frac{d}{h}.$$

Die entsprechenden μ -Werte sind ebenfalls aus der Tabelle zu entnehmen.

Die Gl. (7) und (8) liefern für den Fall f_e' gleich Null durch Elimination von f_e die Gleichung:

$$\frac{100 M}{\sigma_e \cdot F_b \cdot d} = n_1 \cdot \frac{h}{d} \left(1 - \frac{d}{2h} \right).$$

Wir setzen $\frac{h}{d} \left(1 - \frac{d}{2h} \right) = n_2$, somit

$$\frac{100 M}{\sigma_e \cdot F_b \cdot d} = n_1 \cdot n_2 \quad \dots \quad (9)$$

Falls f_e' nicht gleich Null ist, muß statt F_b gesetzt werden $(F_b + 15 \cdot f_e')$.

Bei gleichzeitigen Beanspruchungen auf Biegung und Normalkraft finden wir in ähnlicher Weise wie vorhin die der Gl. (7) entsprechende Gleichung

$$n_1 = \frac{100 \left(f_e + \frac{N}{\sigma_e} \right)}{F_b + 15 \cdot f_e'} \quad \dots \quad (10)$$

An Stelle der Gl. (8) tritt die Gleichung

$$N \cdot e = \sigma_e \cdot \mu \cdot h \cdot f_e \quad \dots \quad (11)$$

Hieraus wird durch Elimination von f_e im Falle f_e' gleich Null abgeleitet:

$$\frac{100 N \cdot e}{F_b \cdot \sigma_e \cdot d} = \left(n_1 - \frac{100 N}{F_b \cdot \sigma_e} \right) n_2 \quad \dots \quad (12)$$

Bei Vorhandensein einer Druckarmierung muß statt F_b wie vorhin $F_b + 15 f_e'$ geschrieben werden.

5. Beispiele für die Benutzung der Tabellen.

Bei Berechnungen in der Praxis kommen gewöhnlich die folgenden Fälle vor:

Fall 1. Die Abmessungen der Konstruktion und die Stärke der Eiseneinlagen sind gegeben. Die Spannungen werden gesucht.

Tabelle II.

m =	10	12	14	16	18	20	22	24	25	26	28	30	32	34	36	38	40	45	50	55	60	d h	μ	n_2	
	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$	$n_1 =$				
$\frac{d}{h} = 0,30$	7,50	6,08	5,07	4,31	3,72	3,25	2,86	2,54	2,40	2,27	2,04	1,83	1,66	1,50	1,36								0,30	0,85	2,8
0,29	7,58	6,16	5,14	4,38	3,78	3,31	2,92	2,59	2,45	2,32	2,09	1,88	1,71	1,55	1,41								0,29	0,86	2,95
0,28	7,67	6,23	5,21	4,44	3,84	3,37	2,98	2,65	2,51	2,38	2,14	1,93	1,76	1,60	1,45	1,33							0,28	0,86	3,08
0,27	7,75	6,31	5,28	4,51	3,90	3,43	3,03	2,70	2,56	2,43	2,19	1,98	1,81	1,65	1,50	1,38	1,27						0,27	0,87	3,20
0,26	7,83	6,38	5,35	4,57	3,96	3,48	3,09	2,76	2,61	2,48	2,24	2,03	1,86	1,69	1,55	1,43	1,31						0,26	0,87	3,35
0,25	7,92	6,46	5,42	4,64	4,02	3,54	3,14	2,81	2,67	2,53	2,30	2,08	1,91	1,74	1,59	1,47	1,36	1,11					0,25	0,88	3,50
0,24	8,00	6,53	5,48	4,70	4,09	3,60	3,20	2,86	2,72	2,59	2,35	2,13	1,95	1,79	1,64	1,52	1,41	1,16					0,24	0,88	3,66
0,23	8,08	6,61	5,55	4,77	4,15	3,66	3,26	2,92	2,77	2,64	2,40	2,18	2,00	1,84	1,69	1,57	1,45	1,20	1,00				0,23	0,89	3,85
0,22	8,17	6,68	5,62	4,83	4,21	3,72	3,31	2,97	2,83	2,69	2,45	2,23	2,05	1,89	1,73	1,61	1,50	1,25	1,05				0,22	0,89	4,05
0,21	8,25	6,76	5,69	4,90	4,27	3,78	3,37	3,03	2,88	2,74	2,50	2,28	2,10	1,93	1,78	1,66	1,53	1,29	1,09	0,93			0,21	0,90	4,26
0,20	8,33	6,83	5,76	4,96	4,33	3,83	3,42	3,08	2,93	2,80	2,55	2,33	2,15	1,98	1,83	1,71	1,58	1,33	1,13	0,98	0,84		0,20	0,90	4,50
0,19	8,42	6,91	5,83	5,03	4,39	3,89	3,48	3,13	2,99	2,85	2,60	2,38	2,20	2,03	1,88	1,75	1,63	1,38	1,18	1,02	0,88		0,19	0,91	4,76
0,18	8,50	6,98	5,90	5,09	4,45	3,95	3,54	3,19	3,04	2,90	2,65	2,43	2,25	2,08	1,93	1,80	1,68	1,42	1,22	1,06	0,92		0,18	0,91	5,05
0,17	8,58	7,06	5,97	5,16	4,51	4,01	3,59	3,24	3,09	2,95	2,70	2,48	2,30	2,13	1,98	1,85	1,72	1,47	1,26	1,10	0,96		0,17	0,92	5,40
0,16	8,67	7,13	6,04	5,22	4,57	4,07	3,65	3,30	3,15	3,01	2,76	2,53	2,35	2,17	2,02	1,89	1,77	1,51	1,31	1,15	1,00		0,16	0,92	5,75
0,15	8,75	7,21	6,11	5,29	4,63	4,13	3,70	3,35	3,20	3,06	2,81	2,58	2,40	2,22	2,07	1,94	1,82	1,56	1,35	1,19	1,04		0,15	0,93	6,16
0,14	8,83	7,28	6,17	5,35	4,70	4,18	3,76	3,40	3,25	3,11	2,86	2,63	2,44	2,27	2,12	1,99	1,86	1,60	1,39	1,23	1,09		0,14	0,93	6,65
0,13	8,92	7,36	6,24	5,41	4,76	4,24	3,82	3,46	3,31	3,16	2,91	2,68	2,49	2,32	2,16	2,03	1,91	1,65	1,44	1,27	1,13		0,13	0,94	7,20
0,12	9,00	7,43	6,31	5,48	4,82	4,30	3,87	3,51	3,36	3,22	2,96	2,73	2,54	2,37	2,21	2,08	1,95	1,69	1,48	1,32	1,17		0,12	0,94	7,83
0,11	9,08	7,51	6,38	5,54	4,88	4,36	3,93	3,57	3,41	3,27	3,01	2,78	2,59	2,41	2,26	2,13	2,00	1,73	1,52	1,36	1,21		0,11	0,95	8,60
0,10	9,17	7,58	6,45	5,61	4,94	4,42	3,98	3,62	3,47	3,32	3,06	2,83	2,64	2,46	2,30	2,17	2,04	1,78	1,57	1,40	1,25		0,10	0,95	9,50
0,09	9,25	7,66	6,52	5,67	5,00	4,48	4,04	3,67	3,52	3,37	3,11	2,88	2,69	2,51	2,35	2,22	2,08	1,82	1,61	1,44	1,29		0,09	0,96	10,60
0,08	9,33	7,73	6,59	5,74	5,06	4,53	4,10	3,73	3,57	3,43	3,16	2,93	2,74	2,56	2,40	2,27	2,13	1,87	1,65	1,49	1,34		0,08	0,96	12,00
0,07	9,42	7,81	6,66	5,80	5,12	4,59	4,15	3,78	3,63	3,48	3,22	2,98	2,79	2,61	2,44	2,31	2,17	1,91	1,70	1,53	1,38		0,07	0,97	13,8
0,06	9,50	7,88	6,73	5,87	5,18	4,65	4,21	3,84	3,68	3,53	3,27	3,03	2,84	2,65	2,49	2,36	2,22	1,96	1,74	1,57	1,42		0,06	0,97	16,2
0,05	9,58	7,96	6,80	5,93	5,24	4,71	4,26	3,89	3,73	3,58	3,32	3,08	2,89	2,70	2,54	2,41	2,27	2,00	1,78	1,61	1,46		0,05	0,98	19,5

Formeln.

Bei reiner Biegung	Bei Biegung und Normalkraft
7) . . . $\frac{100 f_e}{F_b + 15 f_e'} = n_1$	10) . . . $\frac{100 \left[f_e + \frac{N}{\sigma_e} \right]}{F_b + 15 \cdot f_e'} = n_1$
8) . . . $M = f_e \sigma_e \mu h$	11) . . . $N e = f_e \sigma_e \mu h$
9) . . . $\frac{100 M}{\sigma_e F_b d} = n_1 \cdot n_2$	12) . . . $\frac{100 N e}{F_b \sigma_e d} = \left[n_1 - \frac{100 N}{F_b \sigma_e} \right] \cdot n_2$

Fall 2. Die zulässigen Spannungen und die Abmessungen sind gegeben. Die erforderliche Stärke der Eiseneinlagen wird gesucht.

Fall 3. Die zulässigen Spannungen sind gegeben. Die Konstruktionshöhe soll so bemessen

stimmten Druckarmierung eben ausgenutzt werden. werden, daß die Spannungen ohne oder mit einer be-

Aus den nachfolgenden Beispielen wird hervorgehen, wie in jedem Falle zu verfahren ist.

(Schluß folgt.)

ZUR DIMENSIONIERUNG VON STÜTZMAUERN.

Von Alfons Schroeter, Bauingenieur (Berlin).

I.

Von allen statisch zu berechnenden Konstruktionen werden die Stützmauern am wenigsten gründlich behandelt. Dies liegt vor allem an der Unsicherheit in der Annahme der Grundwerte, nämlich des Böschungswinkels ϱ , des Reibungswinkels δ und nicht zuletzt an der praktisch anwendbaren Theorie selbst. Die vielen genaueren Methoden zur Bestimmung des Erddrucks sind für die Praxis wegen ihrer umständlichen Anwendungsmöglichkeit nicht brauchbar. Auch sind sie, wie z. B. die genaueste Köttersche Formel, durch die Unsicherheit in der Bestimmung der Form der Gleitfläche immer noch nicht vollkommen. Es bleibt also für die praktische Anwendung die verhältnismäßig einfach zu benutzende Coulombsche Theorie übrig. Obwohl sie genügend genaue Resultate gibt, scheint die Tatsache, daß sie dem Ideal gegenüber unvollkommen ist, mit dazu beizutragen, daß beim Einsetzen der Werte ϱ und δ mit großer Willkürlichkeit vorgegangen wird. Es ist vorgekommen, daß für ganz gleiche Bodenverhältnisse von verschiedenen Konstrukteuren Böschungswinkel angenommen wurden, die sich um über 30 % voneinander unterschieden. Der Reibungswinkel δ schwankte bei den verschiedenen Berechnungen von einem Extrem zum anderen, nämlich von $\delta = 0$ bis $\delta = \varrho$. So kann der Fall eintreten, daß für dieselbe Stützmauer von einem Konstrukteur 3 kg/qcm Kantenpressung in der Fundamentfuge berechnet werden, wo ein anderer vielleicht mehr als 10 kg/qcm ermittelt. Von gewissenhaftem und rationellem Dimensionieren kann wohl dann kaum mehr die Rede sein, da besonders der Reibungswinkel δ auf die Kantenpressung von großem Einfluß ist. Ebenso ist eine genauere Berechnung bei so rohen Annahmen überflüssig. Es würde für die Bestimmung der Fundamentbreite bei vollen Stützmauerprofilen einfach die Faustformel $b = \frac{h}{3}$ mit einem kleinen Abzug für Sparsamkeit vollkommen genügen. Während die unrichtige Annahme für ϱ und δ bei vollen Stützmauern meistens auf Kosten einer rationellen Dimensionierung geschieht, so kann diese Ungenauigkeit

bei Winkelstützmauern aus Eisenbeton für die Armierung der Fundamentplatte gefährlich werden.

Wie ist aber hier Wandel zu schaffen? In Tabellen finden sich Angaben über Böschungs- und Reibungswinkel. Sie sind aber in Wirklichkeit unbrauchbar, weil sie nur immer an einer und nicht an gemischten und niemals an den auf der Baustelle vorhandenen Bodenarten ermittelt worden sind. Warum gewöhnt man sich nicht daran, die Böschungs- und Reibungswinkel bezw. die Neigung der Gleitfläche und die Tragfähigkeit des Baugrundes an Ort und Stelle zu messen? Die Kosten für derartige Messungen dürften besonders bei größeren Bauten kaum ins Gewicht fallen, da sie ja nicht mit der im Laboratorium üblichen Genauigkeit durchgeführt zu werden brauchen. Jedenfalls sind sie im Verhältnis nicht höher als diejenigen für Versuche mit Eisenstäben, Farben usw., welche der Errichtung der Eisenkonstruktionen vorangehen. Man hätte die sichere Gewähr für die Standsicherheit und die Möglichkeit einer rationellen Dimensionierung, Vorteile, die sonst bei Ingenieurbauten von allergrößter Wichtigkeit sind. Die Messungen würden zweckmäßig von den Materialprüfungsämtern vorzunehmen sein, deren zeitweise Veröffentlichungen darüber für überschlägliche Berechnungen und für den Ausbau der Erddrucktheorie überhaupt von bedeutendem Wert sein könnten.

Die örtlichen Ermittlungen lassen sich an allen Bodenschichtungen unter den für die Berechnung ungünstigsten Verhältnissen, mit einer der größten Regenhöhe der betreffenden Gegend entsprechenden Durchnässung und mit gleichmäßig verteilter oder einzelner Verkehrslast usw. je nach den dafür ausgesetzten Kosten mit in größerem oder geringerem Maße brauchbarer Genauigkeit ohne große Schwierigkeit ausführen. Wenn ein bestimmtes Böschungsverhältnis ermittelt ist, wird man zweckmäßig die für die Baugrube erforderliche Böschung in der durch den Versuch ermittelten Neigung anlegen, um so die Annäherung an die in der Berechnung gemachten Annahmen zu unterstützen. Die Konstruktionen der Meßvorrichtungen dürften keine großen Schwierigkeiten bereiten; häufige Messungen

werden die größtmögliche Vervollkommenung gewährleisten.

Auf diese Weise ist es möglich, den Wert der statischen Berechnungen für Stützmauern zu heben bzw. überhaupt zu begründen. In der Berechnungsart wird insofern eine kleine Veränderung eintreten müssen, als die bekannte Erddruckformel

$$E = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right),$$

in welcher $\vartheta = 0$ vorausgesetzt ist, durch die graphische Methode ersetzt werden müßte. Aber dies war auch bisher schon üblich. Die Zeichenarbeit kann man sich aber auch ersparen, wenn man mit der merkwürdigerweise so wenig eingeführten und aus der graphischen Methode abgeleiteten Formel

$$E = \frac{1}{2} \gamma' h^2 \nu^2$$

rechnet, worin

$$\nu = \frac{\cos \varrho}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\varrho + \vartheta) \sin \varrho}{\cos \vartheta}}}$$

ist.

Da man wegen des geringen Einflusses des Winkels ϑ auf die Größe des Erddruckes mit abgerundeten Graden rechnet, ist die Formel nicht unbequem. Dasselbe gilt für die ähnlichen Formeln bei geneigter Stützmauerrückenfläche und ansteigender oder fallender Terrainoberfläche. Stellt sich bei den Messungen heraus, daß sich die Neigung der Gleitfläche genauer als der Reibungswinkel ermitteln läßt, so wäre in diesem Falle mit Hilfe des Neigungswinkels der Gleitfläche der Erddruck auszurechnen.

II.

Will man einen den maximalen äußeren Kräften entsprechenden und gleichzeitig rationellen Stützmauerquerschnitt konstruieren, so ist es wichtig zu wissen, wie der einmal gewählte und zu schwache Querschnitt zu verstärken ist. Die Verstärkung des Querschnittes wird fast immer durch Verbreiterung der Fundamentplatte geschehen müssen, um den Bodendruck auf das gewollte zulässige Maß zu bringen. Im allgemeinen war man hierbei auf das Probieren angewiesen. Man verbreiterte die Fundamentplatte nach vorn oder nach hinten, bestimmte für die neue Fundamentbreite die Pressungen und wiederholte dieses so lange, bis die zulässige Bodenpressung genügend genau erreicht war. Für Konstruktionen, bei denen eine genaue Innehaltung der vorgeschriebenen Bodenpressungen verlangt wird und die gleichzeitig rationell dimensioniert werden sollen, eine mühselige Arbeit.

Im folgenden soll daher der Einfluß eines vorderen oder hinteren Absatzes an der Fundamentplatte auf die Bodenpressung untersucht und daraus Formeln für die genaue Bestimmung desselben bei gegebenen Bodenpressungen abgeleitet werden.

Gegeben sei der nebenstehende Querschnitt (Fig. 1); er sei als zu schwach befunden, und die Resultierende der äußeren Kräfte liege außerhalb der Bodenfuge. Es entsteht also die Aufgabe, den Querschnitt durch Hinzufügen eines äußeren Absatzes zu regulieren. D. h. also, das Maß a ist so zu bestimmen, daß die Mauer standsicher und der zulässige Bodendruck genau innegehalten

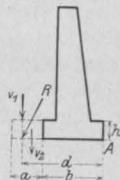


Fig. 1.

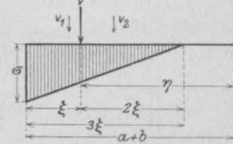


Fig. 2.

wird. Mit den in Fig. 1 gewählten Benennungen, worin V_1 die Vertikalkomponente der Resultierenden R und V_2 das Gewicht des hinzuzufügenden Absatzes bedeutet, und mit der Bedingung, daß die neue Resultierende

$$V = \sum (V_1 + V_2)$$

genau im Kernpunkt einer gedachten Druckfuge angreift, während der rechte Fugenteil als spannungslos angenommen wird, erhält man (Fig. 2):

$$V = \frac{\sigma 3\xi}{2};$$

$$V = V_1 + V_2 = V_1 + a \gamma h;$$

$$\xi = \frac{V_1 + V_2}{\frac{3}{2} \sigma} = \frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma};$$

h ist die gegebene Höhe der Fundamentplatte und γ das spezifische Gewicht der Kraft V_2 (Beton oder Eisenbeton).

Hieraus ergibt sich die erste Bedingungsgleichung für a :

$$\eta = a + b - \xi;$$

$$\eta = a + b - \frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma} \quad (1)$$

Die zweite Bedingungsgleichung ermittelt sich aus:

$$\eta = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{M_A + V_2 \left(b + \frac{a}{2}\right)}{V_1 + V_2},$$

so daß man erhält

$$a + b - \frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma} = \frac{M_A + V_2 \left(b + \frac{a}{2}\right)}{V_1 + a \gamma h},$$

$$V_2 = a \gamma h,$$

$$a + b - \frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma} = \frac{M_A + a \gamma h \left(b + \frac{a}{2}\right)}{V_1 + a \gamma h},$$

worin M_A das Moment der äußeren Kräfte für den Punkt A und für den ersten unverstärkten Querschnitt bedeutet.

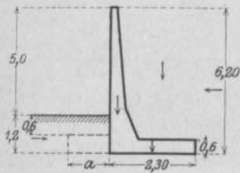


Fig. 3.

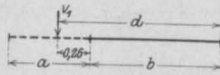


Fig. 4.

Aus dieser quadratischen Gleichung ergibt sich nach einigen Umformungen

$$a = \frac{-V_1 + \sqrt{\frac{\sigma V_1}{\sigma - \frac{4}{3} \gamma h} [V_1 + 2 \gamma (d - b)]}}{\gamma h}.$$

Beispiel:

Der in Fig. 3 dargestellte Querschnitt, dessen Resultierende ($V_1 = 26,03$ t) um 0,26 m außerhalb der Bodenfuge liegt, soll durch einen vorderen Absatz verstärkt werden.

γ_b (Eisenbeton) 2,4 t/cbm,

γ_e (Erde) 1,6 t/cbm,

$\sigma_{zul.}$ für Bodendruck 4,0 kg/qcm = 40 t/qm,

$$h_1 = 0,6 \frac{1,6}{2,4} = 0,40 \text{ m}.$$

Die reduzierte Höhe bei $\gamma = 2,4$ ist dann

$$h = 0,4 + 0,6 = 1,00 \text{ m}.$$

Nach der Aufgabe sind also jetzt folgende Stücke gegeben:

$\sigma = 40$ t/qm,

$V_1 = 26,03$ t,

$\gamma = 2,4$ t/cbm,

$h = 1,0$ m,

$d - b = 0,26$ m (Fig. 4),

$\gamma h = 2,4 \cdot 1,0 = 2,4$.

Dann ist

$$a = \frac{-26,03 + \sqrt{\frac{40 \cdot 26,03}{40 - \frac{4}{3} \cdot 2,4} [26,03 + 2 \cdot 2,4 \cdot 0,26]}}{2,4},$$

$$a = \frac{-26,03 + \sqrt{771}}{2,4} = \approx 0,73 \text{ m}.$$

Kontrolle:

$$V_1 + V_2 = 26,03 + 0,73 \cdot 1,0 \cdot 2,4 = 27,78 \text{ t},$$

$$\eta = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{26,03 \cdot 2,56 + 1,75 \cdot 2,67}{27,78} = 2,58 \text{ m},$$

$$\xi = a + b - \eta = 0,74 + 2,30 - 2,58 = 0,46 \text{ m},$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 27,78}{3 \cdot 0,46} = 40 \text{ t/qm} = 4,0 \text{ kg/qcm}.$$

Zu einer nach hinten gehenden Vergrößerung der Fundamentplatte wird man wegen der größeren Kosten für Erd- und Aussteifungsarbeiten erst greifen, wenn aus irgendeinem Grunde eine Verbreiterung nach vorn nicht zugänglich ist. Für diesen Fall würde sich die Formel für den anzusetzenden Absatz a wie folgt entwickeln (Fig. 5 u. 6):

$$V = V_1 + V_2 = V_1 + a \gamma h,$$

$$V = \frac{\sigma 3 \xi}{2}; \quad \xi = \frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma} \quad (1a)$$

Dies ist die erste Bedingungsgleichung für a . h ist die auf das einheitlich gewählte γ reduzierte Höhe. Dann ergibt sich die zweite Bedingungsgleichung ohne

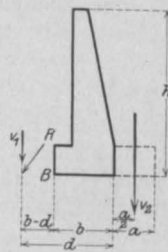


Fig. 5.

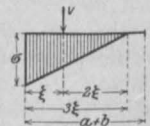


Fig. 6.

Rücksicht auf die Lage des Angriffspunktes von R (Fig. 5):

$$\xi = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{M_B + a \gamma h \left(b + \frac{a}{2}\right)}{V_1 + a \gamma h},$$

so daß man erhält:

$$\frac{V_1 + a \gamma h}{\frac{3}{2} \sigma} = \frac{V_1 (b - d) + a \gamma h \left(b + \frac{a}{2}\right)}{V_1 + a \gamma h};$$

hieraus ermittelt sich nach einigen Umformungen:

$$(2a) \quad a = -\frac{r}{s} \pm \sqrt{\left(\frac{r}{s}\right)^2 - \frac{t}{s} \cdot \frac{V_1}{\gamma h}};$$

darin bedeuten

$$r = 4 V_1 - 3 \sigma b,$$

$$s = 4 \gamma h - 3 \sigma,$$

$$t = 4 V_1 - 6 \sigma (b-d).$$

Beispiel:

Der allererste Beispielschnitt behandelte Querschnitt soll durch eine nach hinten gehende Verbreiterung der Fundamentplatte standsicher gemacht werden (Fig. 7).

$$\begin{aligned} \sigma &= 40 \text{ t/qm}, & \gamma_c &= 1,6 \text{ t/cbm}, & b &= 2,30 \text{ m}, \\ b-d &= -0,26 \text{ m}, & V_1 &= 26,03 \text{ t}, & \gamma h &= 1,6 \cdot 6,2 = 9,92, \\ r &= 4 \cdot 26,03 - 3 \cdot 40 \cdot 2,30 = -276 + 104,12 = -171,88, \\ s &= 4 \cdot 9,92 - 3 \cdot 40 = -120 + 39,68 = -80,32, \\ t &= 4 \cdot 26,03 + 6 \cdot 40 \cdot 0,26 = 104,12 + 62,4 = 166,52, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= -\frac{171,88}{80,32} + \sqrt{\left(\frac{171,88}{80,32}\right)^2 + \frac{166,52}{80,32} \cdot \frac{26,03}{9,92}} \\ &= -2,14 + \sqrt{4,58 + 5,44} = 1,02 \text{ m}. \end{aligned}$$

Kontrolle:

$$V_1 + V_2 = 26,03 + 1,02 \cdot 6,2 \cdot 1,6 = 26,03 + 10,13 = 36,16 \text{ t},$$

$$\xi = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{-26,03 \cdot 0,26 + 10,13 (2,30 + 0,51)}{36,16}$$

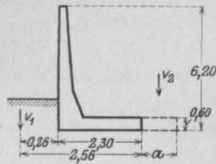


Fig. 7.

$$= -\frac{6,77 + 28,45}{36,16} = 0,60,$$

$$\sigma = \frac{2 \cdot 36,16}{3 \cdot 0,60} = 40 \text{ t/qm} = 4,0 \text{ kg/qcm}.$$

Aus dem Vorhergehenden ergibt sich also für die Dimensionierung von Stützmauern, insbesondere für die Dimensionierung von Fundamentplatten folgender Berechnungsgang, der da besonders von Vorteil ist, wo es sich um längere Mauern handelt, die auf Boden mit wechselnden zulässigen Beanspruchungen fundiert werden müssen:

1. Annahme eines den inneren zulässigen Beanspruchungen gerade genügenden Querschnitts mit möglichst geringer Fundamentbreite, so daß die Resultierende der maximalen äußeren Kräfte außerhalb des Kerns der Bodenfuge fällt;
2. Ermittlung der Vertikalkomponente der Resultierenden und ihres Angriffspunktes (Maß d);
3. Berechnung des Maßes a für den vorderen oder hinteren Absatz nach der ersten oder zweiten oben entwickelten Formel.

Da die Länge des vorkragenden Fundamentabsatzes nur durch seine Biegebbeanspruchung beschränkt ist und diese wieder durch Eiseninlagen fast beliebig verringert werden kann, ist es möglich, mit den entwickelten Formeln, besonders mit der ersten, die Standsicherheit von vollen Betonstützmauern sowie von Winkelstützmauern aus Eisenbeton bei genauer Innehaltung der zulässigen Bodenpressung und auf bequemere Weise als bisher wie einen Perpendikel zu regulieren. Da bestimmte Werte für σ und γ immer wiederkehren, lassen sich mit Hilfe dieser die entwickelten Formeln noch sehr vereinfachen.

ÜBER DIE VERWENDUNG VON BAUKABELKRANEN IM BETON- UND EISENBETONBAU.

Von H. Ostertag (Berlin).

(Schluß von S. 32.)

Im folgenden sollen einige Bauten, zu deren Ausführung Kabelkrantypen der Firma Adolf Bleichert, Leipzig-Gohlis, verwandt wurden, angeführt werden. Fig. 7 veranschaulicht im Grundriß und Aufriß den zum Neubau der Camsdorfer Brücke in Jena errichteten elektrisch betriebenen Kabelkran. Die Aufstellung erfolgte schon vor Beginn des Abbruchs der alten Brücke, so daß der Kran mit besonderem Vorteil zu den Aufräumungsarbeiten verwandt werden konnte. Die beiden hölzernen Fachwerktürme wurden von

der ausführenden Firma Rudolf Wolle, Leipzig, gebaut. Die Türme sind parallel fahrbar, wovon aber nur wenig Gebrauch gemacht wurde. Größere seitliche Bewegungen wurden nur mit dem Hauptturm ausgeführt. Dies ergab zwar eine Schrägstellung der Kabel, der Betrieb selbst wurde jedoch nicht ungünstig beeinflusst. Nicht unerwähnt sei, daß bei diesem Bau durch die Verwendung eines Kabelkranes größere Hochwasserzerstörungen verhindert wurden.

Die neueste zum Patent angemeldete Anord-

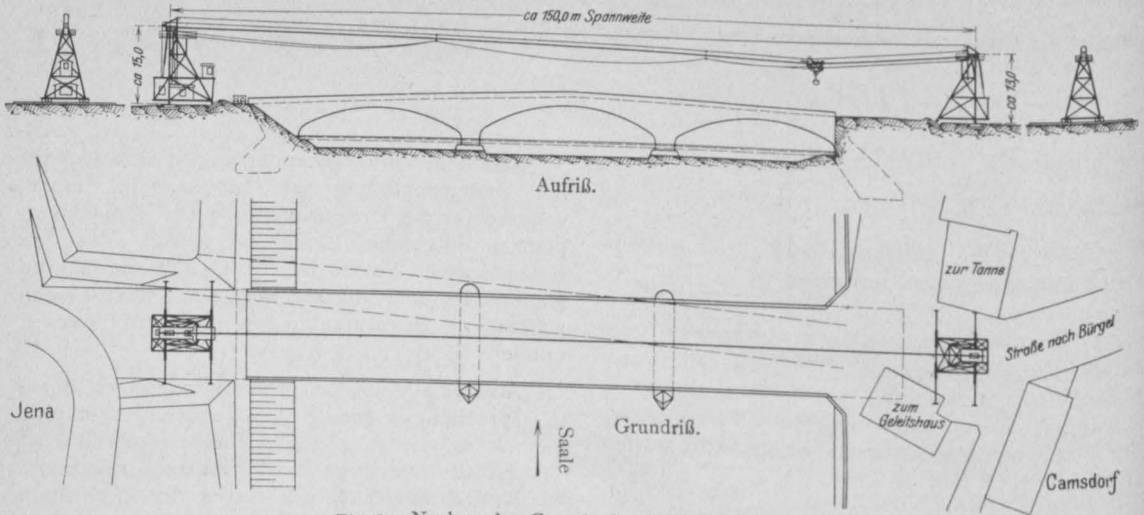


Fig. 7. Neubau der Camsdorfer Brücke in Jena.

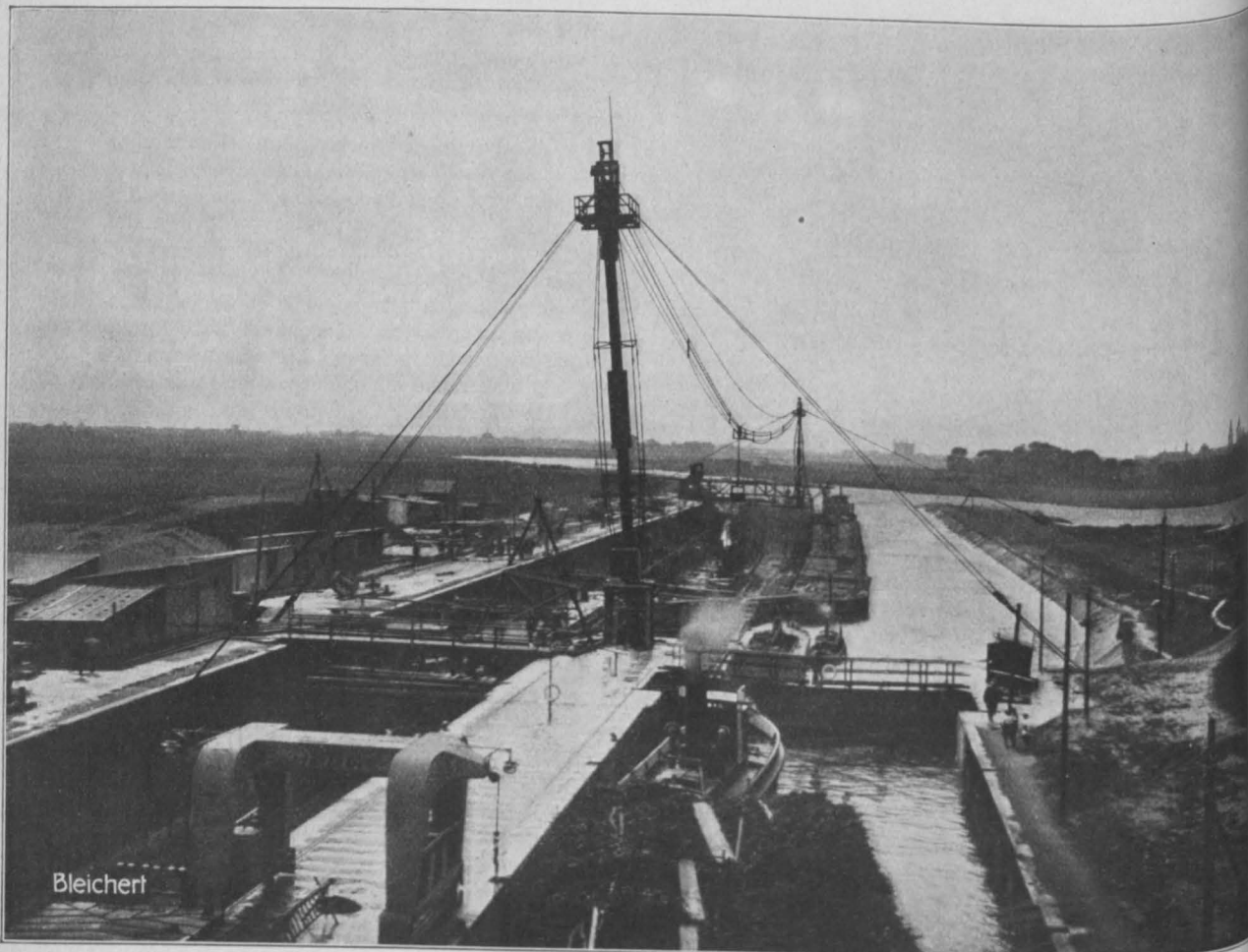


Fig. 8.

Schwenkbarer Kabelkran zur Wiederherstellung der eingestürzten Schleusenmauer in Hemelingen.

nung zeigt Fig. 8. Sie besteht in der Verwendung von schwenkbaren Masten an Stelle der sonst üblichen Türme. Die Masten lagern in Gelenken und sind seitlich und nach rückwärts durch Abspannseile mit dazwischen geschalteten Flaschenzügen gespannt. Seitenbewegungen des Tragkabels lassen sich daher jederzeit bequem ausführen.

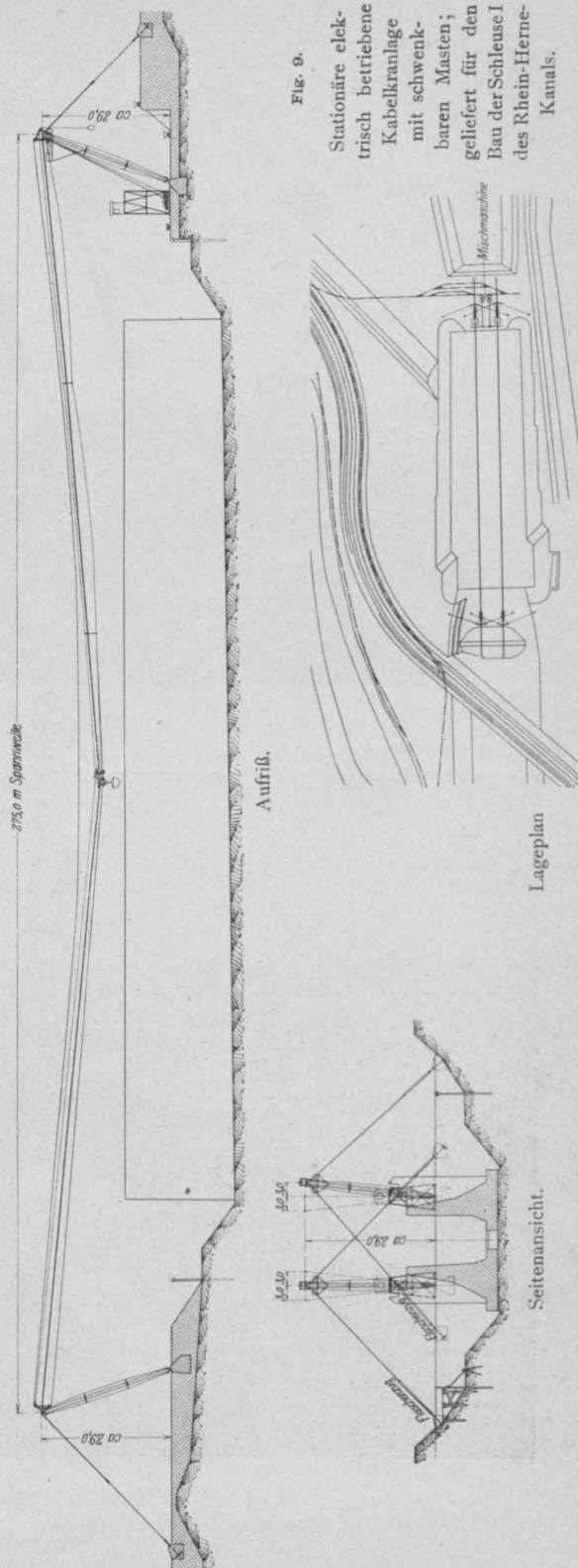
Der im Bild gezeigte Kran wurde für die Firma Philipp Holzmann & Cie., Frankfurt a. M., zum Abbruch und Neubau der eingestürzten Schleusenmauer in Hemelingen bei Bremen ausgeführt. (Siehe Fußnote S. 259, Heft 7, 1913 dieser Zeitschrift.) Er hat eine Spannweite von 350 m bei 2,5 t Tragkraft. Der äußere Mast ist auf einem Pfahlrost senkrecht aufgestellt; der zweite Mast ist auf der bestehenden Schleusenmauer beweglich gelagert. Das Windenhaus war an der landseitigen Stütze angelegt.

Eine größere Anlage (Fig. 9) wurde für den Bau der Schleuse I des Rhein-Herne-Kanals bei Duisburg errichtet. Die bauausführende Firma war die Aktien-Gesellschaft für Hoch- und Tiefbau in Frankfurt a. M. Die Aufstellung schwenkbarer Maste erfolgte auf Grund eines Kostenvergleiches, da die Richtung für das Tragkabel durch den verfügbaren Platz an der Baustelle festgelegt war. Die versteiften Holzmaste ruhen auf Betonfundamenten. Der Ausschlag der Mastspitze beträgt nach jeder Seite 3,00 m. Auf diese Weise ist es ermöglicht, die Laufkatze an jede Stelle der 6,00 m breiten Schleusenwände zu führen. Die Höhe der Türme beträgt rd. 29 m, ihre Entfernung 275 m. Einzelheiten des Kranes sind in Fig. 9 angegeben. Die beiden Betonmischanlagen sind in Fig. 10 dargestellt; den Betonierungsvorgang zeigt Fig. 11. Für den Transport des Betons wurden eiserne Betonkübel mit Seitenklappen der Firma Adolf Bleichert und Cie, Leipzig, benutzt.

Kabelkrane mit fahrbaren Türmen wurden u. a. hergestellt: für den Bau zweier Schleusen im Zuge des Dortmund-Ems-Kanales für das Kgl. Bauamt Lingen (Fig. 3), für den Bau der Schleuse bei Mecklinghaven, für die Hafenbauten zu Bahia Blanca (Argentinien).

Als Anhaltspunkte für die Größe der zu fördernden Massen mögen die Zahlen gelten, welche für den Bau der Schlachtschleuse Minden von der Baufirma Held & Francke A.-G., Berlin, angegeben wurden. Dies sind: 27 000 cbm Beton, 400 000 Stück Mauersteine, 400 cbm Werksteine und 800 t Eisen. Dabei ist an den Trag- und Fahrseilen keinerlei Reparatur vorgekommen, während das Hubseil einmal erneuert werden mußte.

Eine sehr interessante Anlage mit zwei radial fahrbaren Türmen wurde für den Bau der Breslauer Kuppelhalle geschaffen. Der feststehende Turm im Mittelpunkt des ganzen Gebäu-



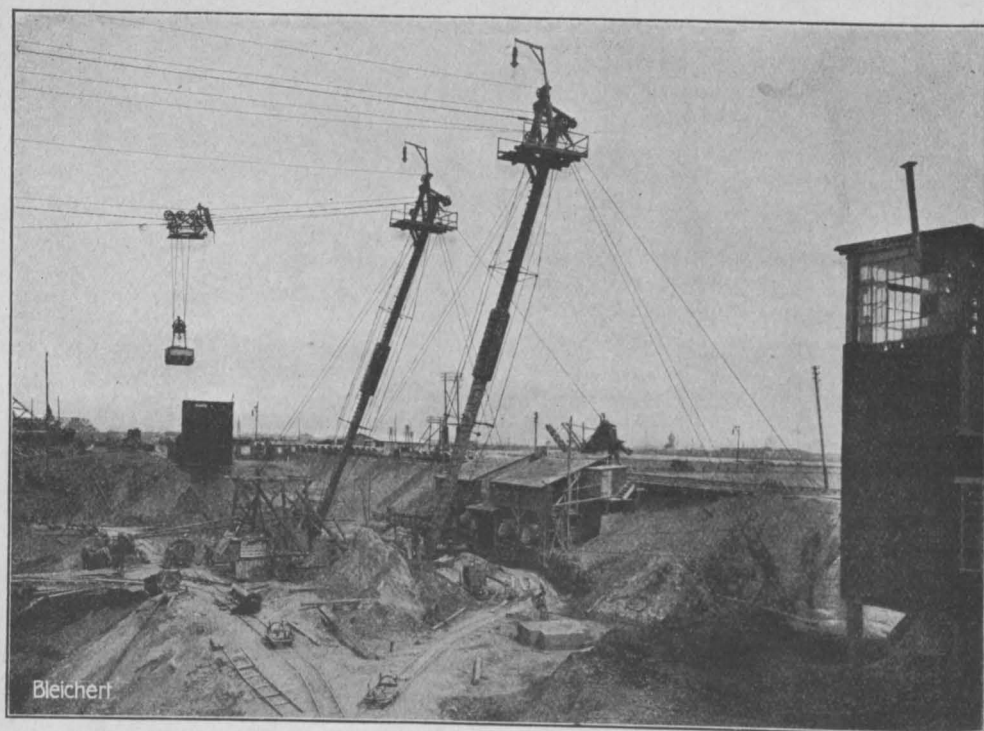


Fig. 10. Betonmischanlagen.

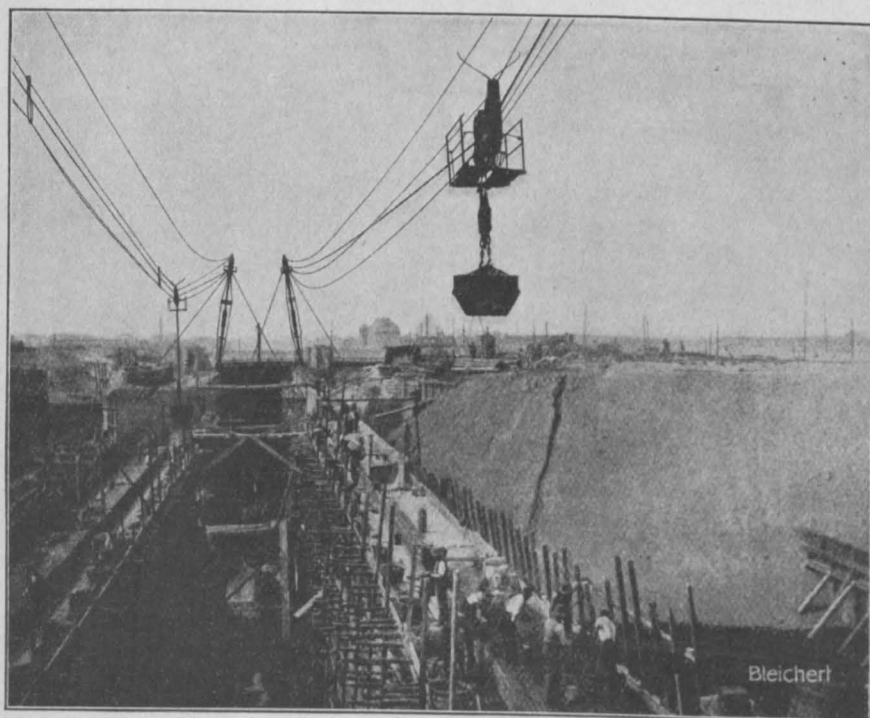


Fig. 11. Betonieren einer Schleusenmauer.

des hatte eine Höhe von rd. 40 m. Die beiden äußeren Türme mit 18 m Höhe konnten auf kreisrunder Bahn mit 160 m Durchmesser bewegt werden. Angaben über die Anlage siehe die Arbeit von Trauer und Gehler in diesem Heft.

Es sei noch erwähnt, daß Kabelkrane für verschiedene andere Zwecke verwendet wurden; z. B. zur Herstellung von Baugruben, Bauten aus Eisenbeton, für Steinbrüche, Bergwerksbetriebe, zum Ent- und Beladen von Schiffen u. dergl.; also überall dort, wo größere Massentransporte in Frage kommen.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Procédé pour la fabrication de ciment sec de magnésie. Beschreibung eines Herstellungsverfahrens von Magnesitbausteinen ohne Verwendung von Chlormagnesium. Le ciment 1913. Nr. 12.

The manufacture of hydrated lime. Kurze Mitteilung über die vervollkommnere Kalkbereitung. Cement and Engineering news 1913. Nr. 12.

L'industrie du ciment au Canada. Kurze Angaben über die Portlandzementfabrikation. Le ciment 1913. Nr. 12.

Should concrete be mixed longer than is new common? Es wird darauf hingewiesen, daß gerade bei amerikanischen Betonbauten das Material viel zu kurz gemischt wird und daß die Güte desselben hauptsächlich durch seine Homogenität bedingt ist, die bei der üblichen Mischungsdauer nicht erreicht wird. Engineering News 1913. Vol. 70. Nr. 23.

Building piers 30 and 32 at San Francisco. Beschreibung der modernen Betonverarbeitungsanlagen mittels Mischtürmen und Auslegern, die den Gußbeton auf eine große Fläche verteilen. Mit Abb. Eng. Record 1913. Vol. 68. Nr. 23.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Konstitution des Portlandzementklinkers. Von Edward D. Campbell, aus dem Englischen übersetzt von H. Weidner. Ein ausführlicher Beitrag zur Lösung dieser schwierigen Frage. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 144.

La constitution du ciment Portland d'après les recherches du laboratoire Carnegie de Washington. Kurze Zusammenstellung der Ergebnisse der Untersuchungen. Le ciment 1913. Nr. 12.

Die Schlacke der württembergischen Ölschiefer. als hydraulischer Zuschlag. Entgegnung von Ad. Schott (Nürtingen). Tonindustriezeitung 1913. Nr. 149.

Vergleichende Mörteluntersuchungen an Mauerwerkkörpern. Von Baumeister Leo Bloch (Budapest). Beschreibung der Versuche und ihrer Ergebnisse. Folgerungen. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 151.

Kieselsäuregehalt der Rohmischung beim Drehrohrofenbetrieb. Von Friedr. Hartner. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 147.

Der Einfluß von Natriumbisulfid auf

Portlandzement. Von Dr.-Ing. H. Luftschitz. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 149.

3. Wirtschaftliches.

— — —

II. Theorie.

Berechnung allseitig bewehrter voller oder hohler rechteckiger Eisenbetonquerschnitte auf Biegung. Von Ing. G. Ewerding, Allenburg (Ostpr.). Kurze Angabe des Rechenganges. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 23.

Über Rippenverstärkungen rechteckiger Querschnitte. Von A. Leon und R. Zidlicky. Die Verfasser hatten in einer früheren Studie gefunden, daß bei Rechteckquerschnitten mit ein- und beiderseitigen rechteckigen Rippen diese schmalen Rippen eine Vergrößerung des Widerstandsmomentes des Grundquerschnittes erst bei beträchtlichen, praktisch wohl nicht anwendbaren Rippenhöhen hervorrufen. In der vorliegenden Studie sind diese Untersuchungen auf die ein- und beiderseitige keilförmige Rippe, sowie die vierseitigen symmetrischen Rechteck- und Keilrippen ausgedehnt worden. Mit Abb. Österr. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1913. Nr. 48.

Kontinuierlicher Bogenträger auf elastischen Stützen. Von Professor A. Ostenfeld (Kopenhagen). Angabe einer genauen Berechnung, die nur von der elastischen Zusammendrückung der Säulen absieht. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 20.

Zeichnerische Untersuchung der Vierendeelträger mit parallelen Gurten. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi (Budapest). Eingehende Wiedergabe des Verfahrens. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 1.

Die dritte Phase der gebogenen Eisenbetonträger. Von Dr. Max R. v. Thullie. Verf. gibt zunächst die theoretische Ableitung und zeigt dann an Beispielen ihre Anwendung. Er kommt aber zu dem Schlusse, daß es gerechtfertigt sei, wie bisher, der Dimensionierung die Phase II^b zugrunde zu legen. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1913. Nr. 48.

Über die Bestimmung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe. Von Prof. Dr.-Ing. Fr. Engesser. An Beispielen zeigt Verfasser die Anwendung seiner vereinfachten Formeln für Fachwerk- und Rahmenstäbe. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1913. Nr. 47.

Zur Frage der wirtschaftlichen Höhe

des Plattenbalkens. Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart). Verf. behandelt zunächst die Frage der Berechnungsweise und empfiehlt die Formel $f_h = M \sigma_c = \text{konstant}$ als günstigste für die Frage der Wirtschaftlichkeit zugrunde zu legen. Was die Rippenbreite anbetrifft, so ist dieselbe nicht nach dem Grundsatz der Proportionalität von Breite und Höhe zu bemessen. Berücksichtigung muß auch die Schalung finden, für deren Kostenberechnung sich Vergleichsrechnungen nötig erweisen. Beton und Eisen 1914. Heft 1.

Dreigelenkbogen aus Beton mit großer Spannweite und kleiner Konstruktionshöhe. Von Regierungsbaumeister a. D. Kutschke in Charlottenburg. Es wird gezeigt, wie gerade durch den Eisenbeton sich die Entwicklung des Massivbrückenbaues, der bei Spannweiten von 40 m ab dem Eisenbrückenbau unterlegen war, vervollkommen hat. Zunächst gestattete die Anwendung des Dreigelenkbogens die Überbrückung größerer Öffnungen bei geringerer Bauhöhe durch ein massives Bauwerk. Bei geringerer Pfeilhöhe ergeben sich allerdings hierbei kostspielige Widerlager. Durch Entlastung des Scheitellgelenkes vermitteltst eines Gegengewichtes oder durch eine Aussparung des Gewölbes im Scheitel läßt sich eine Verbilligung erzielen. Am günstigsten wirkt die letztere Lösung, die der Eisenbeton ermöglichte und die eingehend besprochen und durch Abb. erläutert wird. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 23 und 24.

Calcul des poutres droites continues sur appuis fixes ou élastiques. Von Léon Descaus, Ing. des ponts et chaussées. Eingehende Abhandlung über den Träger auf mehreren Stützen. Mit Abb. Annales des travaux publics de Belgique 1913. 5. Band.

Die Berechnung von Pfahlrostgründungen. Von Ingenieur M. Buchwald. Verfasser gibt die Berechnung der Pfahlrostgründung einer Ufermauer aus Stampfbeton an, bezüglich der Anordnung und Neigung der Pfähle. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1913. Nr. 24.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Spannung σ_b des Betons in der Zugzone von Eisenbetonbauten unmittelbar vor der Reißbildung. Versuche von Dr.-Ing. C. Bach und O. Graf (Stuttgart). Kurze Besprechung der Versuche, die in Heft 24 der Arbeiten des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton veröffentlicht sind. Von Einfluß auf den Wert σ_b sind die Wahl der Zahl n sowie der Abstand der Eiseneinlagen von der Balkenunterkante und die Art der Lagerung. Für in der Praxis übliche Plattenbalkenquerschnitte bedingt die Begrenzung der Betonzugspannungen zur Vermeidung von Rissen eine wirtschaftlich ungünstige Ausnutzung des Eisens. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 9.

Knickungsversuche mit Eisenbetonsäulen. Von C. Bach. Die Versuche weisen für die angegebenen Verhältnisse nach, daß in der Navierschen Knickungsformel $x = 0,00005$, also die Hälfte des üblichen Wertes 0,0001, ausreichend ist, und daß für den praktischen Gebrauch diese Gleichung, gültig für die Berechnung kurzer und längerer Eisenbetonsäulen, den Vorzug von der Eulerschen Gleichung verdient, wobei zur Berechnung $n = 15$ gemäß der amtlichen Vorschriften eingeführt werden kann. Mit Abb. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1913. Nr. 50.

Die ersten Risse bei Balken. Kurze Angaben über Versuche, aus denen Verfasser die Forderung ableitet, zur Rissevermeidung nicht die Betonzugspannung, sondern die Größe der Durchbiegung zu beschränken. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

Ein Mittel zum Schutz von Eisenbeton gegen Elektrolyse. Mitteilungen über Versuche mit einem Schutzmittel, das den Beton wasserdicht machen soll. Beton u. Eisen 1913. Heft 20. Desgl. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

Feuersbrunst in dem Fabrikgebäude der Firma Wilh. Voigt, Apolda. Die Eisenbetonkonstruktion hat sich hierbei vorzüglich bewährt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Bestimmungen des Polizeipräsidenten von Berlin, betr. Grundsätze über die Berechnung und die Ausführung von Eisenbetonrippendecken, vom 22. November 1913. Wiedergabe der Ausführungsvorschriften zu den ministeriellen Bestimmungen vom 24. Mai 1907. Beton u. Eisen 1914. Heft 1. Desgl. Tonindustriezeitung 1913. Nr. 52.

Erfahrungen aus der Praxis mit den preußischen Eisenbetonbestimmungen vom 24. Mai 1907 und verwandten Vorschriften. Von Ingenieur Heinrich Will, Hamburg. Verfasser weist auf verschiedene Mängel in den gegenwärtig maßgebenden preußischen Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton hin und gibt einige Beispiele hierfür an. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

Grundlagen für die Tragfähigkeitsberechnungen von Hochbauten in Bayern. Von Dipl.-Ing. A. Marx, München. Kurze Besprechung der diesbezüglichen Ministerialvorschriften. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Baunfälle.

Rissebildung, Unterhaltung und Lebensdauer von Eisenbetonbauten. An einer

ganzen Anzahl von Beispielen (mit Abb.) wird gezeigt, wie infolge mangelhafter Ausführung oder Berechnung die gerühmten Vorzüge des Eisenbetons: Wegfall jeglicher Unterhaltungskosten, Feuersicherheit und unbegrenzte Dauerhaftigkeit versagten. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 149.

Entgegnung hierzu von Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 3.

Umschnürter Gußeisenbeton. Nach einem Vortrage, den v. Emperger auf der Jahresversammlung der deutschen Eisenhüttenleute hielt, werden die Vorteile dieser neuen Bauweise geschildert, an der Hand von Tabellen und Kurven die Rechnungsweise kurz gezeigt und in Abb. einige Ausführungen im Hoch- und Tiefbau durchgeführt. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 147.

Frost damage to Montreal filters. Von Frederick E. Field, Montreal. Es wird über Frostschäden bei den Betonbauten eines Wasserwerkes berichtet; für die Überwinterung waren keinerlei Vorkehrungen getroffen worden. Engineering Record. Vol. 68, Nr. 21.

Moving 8000-ton building. Mitteilung über die Versetzung eines Gebäudes, das 500 m weit auf Rollen bewegt wurde. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 21.

L-Schiene als Armierungs- und zugleich Aufhängeisen für Eisenbeton. Von Baurat P. J. Manz, Stuttgart. Die kurz beschriebene Anordnung gestattet die Aufhängung von Lasten an jeder beliebigen Stelle durch Freilegung der Schiene zur Einhängung von Hakenschrauben. Mit Abb. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 24.

Zementgärbottiche in Brauereien. Abgesehen von der notwendigen Innenauskleidung entsprechen die Zement- bzw. Eisenbetonbottiche, die billiger als die sonstigen sind, den Anforderungen, die für den vorbildlichen Bottich aufgestellt worden sind. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 147.

Reinforced concrete lamp posts. Kurze Beschreibung der Herstellung von Eisenbetonlaternenpfählen. Mit Abb. Concrete and construct. Engineering 1914. Nr. 1.

Zementpfosten im Weinbau. Von Obstbauassistent A. Hollmann. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 149.

Zerlegbare Bedürfnishäuschen aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. G. Feurer, Frankfurt a. M. Wegen der hohen Unterhaltungskosten eiserner Bedürfnisanstalten werden Häuschen aus Eisenbeton empfohlen, die aus einzelnen fertigen Teilen zusammengesetzt werden. Mit Abb. eines ausgeführten Beispiels. Beton u. Eisen 1913, Heft 20.

Collapse of seven story stark-Lyman concrete building at Cedar Rapids. Kurze

Besprechung des Einsturzes des fast fertig betonierten Gebäudes. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68. Nr. 21 u. 27.

Progress on the Panama Canal. Überblick über die ausgeführten Bauten nach dem Bericht des leitenden Ingenieurs Oberst W. Goethals. Engineering Record 1913. Vol. 68. Nr. 22.

2. Ausführungen im Hochbau.

A reinforced-concrete watertank with a sliding joint. Von L. N. Nishkian und H. A. Minton. Ein Hochbehälter für Feuerlöschzwecke in Eisenbeton befindet sich bei San Francisco; derselbe besteht aus einer ringförmigen Behälterwand, die auf einer Fundamentplatte ruht und mit dieser eine Fuge bildet, die nur durch Asphalt gedichtet wird. Durch diese Anordnung sollen Risse am Fuße der Behälterwand vermieden werden. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 24.

Dach- und Galeriekonstruktion für den Umbau der Synagoge der israelitischen Brüdergemeinde zu Posen. Von Regierungsbaumeister J. Vonderlinn, Königsberg i. Pr. Beschreibung einer bemerkenswerten Dachkonstruktion, für die im Hinblick auf die Feuersicherheit der Eisenbeton als Baustoff gewählt wurde. Die 15 m weitgespannten Hauptbinder sind als Arkadenträger ausgebildet, Pfetten und Decke ebenfalls in Eisenbeton. Mit Abb. und Auszug der stat. Berechnung eines Hauptbinders. Beton u. Eisen 1914. Heft 1.

Château d'eau et cisterne de la colonie agricole de Chezal-Benoit (Cher). Von M. R. Loiseau. Der ganz in Eisenbeton erbaute Wasserturm hat eine Höhe von 43,50 m und zwar trägt er oben auf einem Gerüstunterbau einen Behälter von 185 m³ Inhalt, während auf der Fundamentplatte ein solcher von 440 m³ angeordnet ist. Mit Abb. Nouvelles annales de la Construction 1913. Nr. 10.

Extensions to the British Museum, London. Beschreibung der in Eisenbeton ausgeführten Erweiterungsbauten, hauptsächlich Deckenkonstruktionen. Concrete and Construct. Engineering 1914. Nr. 1.

Eisenbeton in Bädern. Logierhaus Klüttsch in Oeynhausen. Von Privatbaumeister Sielken, B. D. A. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 144.

A reinforced concrete chimney. Von John W. Rodger. Beschreibung eines in Eisenbeton erbauten Fabrikschornsteines von rund 66 m Höhe. Mit Abb. Concrete and construct. Engineering 1914. Nr. 1.

Der Neubau der Seidenweberei Michels & Co. in Nowawes bei Potsdam. Von Karl Bernhard in Berlin. In dem Abschnitt: Bautechnische Einrichtungen werden mit Abb. auch die Beton- und Eisenbetonarbeiten dieses Fabrikneubaus

baues näher beschrieben. Zeitschr. d. Ver. Dtsch. Ing. 1914. Nr. 1 u. 2.

Neuere Rahmen- und Kragbauten in Eisenbeton. Von Wilh. Becker, Bauingenieur, Cöln a. Rh. Beschrieben werden die Anlage eines Lokomotivschuppens auf Bahnhof Westerholz und die Auskrugung einer Zuschauërmpore für einen Kino in Eisenbeton. Das erstere Bauwerk stellt Zweigelenkrahmen von 16,6 m Stützweite dar, bei denen durch Zusammenziehen der Eisen in den Stützpunkten eine Art Gelenk geschaffen ist. Mit Abb. und kurzer Angabe der Berechnung. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1913. Nr. 24.

Montagehalle in Eisenbeton. Mitgeteilt von Dr.-Ing. Fritz Rabbow, Hannover. Kurze Angaben der 9,40 m weitgespannten, als Rahmen ausgebildeten Halle, an die sich zwei Seitenschiffe mit Zwischendecke anschließen. Mit Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft 1.

Schießstandanlage aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. G. Feurer, Frankfurt a. M. Die Ausbildung der Seiten- und Höhenblenden sowie der Scheibenstände durch mit Rippen verstärkte Eisenbetonwände wird kurz beschrieben und an Abb. erläutert. Beton u. Eisen 1914. Heft 1.

Design of Muskogee concrete reservoir. Mit Rücksicht auf den großen Durchmesser von rund 61 m des kreisförmigen 8 m hohen Behälters in Eisenbeton sah man von einer Ausbildung als zylindrischen Behälter ab und ordnete eine gebrochene Eisenbetonwand an, die den Druck auf Pfeiler überträgt. Eingehende Beschreibung des Bauwerkes und seiner Herstellung. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 22.

Ein schiefer Getreidespeicher. Mit Abbildungen wird ein großer Eisenbeton-Getreidespeicher in Winnipeg (Canada) vorgeführt, der sich auf seiner gemeinsamen Grundplatte bei der Füllung an der einen Ecke um 3–4 m gesenkt hat, ohne zerstört zu werden. Ebenso zeigen Abbildungen die Senkung eines solchen Speichers in Tunis, der nachträglich wieder aufgerichtet wurde. Tonindustrie-Ztg. 1913. Nr. 147. — s. auch L. 1914. Heft 1.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Progress of Tunkhannock, viaduct construction on D., L. & W. relocation. Der Viadukt weist 12 Öffnungen mit einer größten Spannweite von rd. 55 m auf bei einer größten Höhe von 73 m über Gelände. Der Fortgang der Arbeiten bei Herstellung der in Beton ausgeführten Pfeiler, die bis zu 67 m hoch sind, wird ausführlich beschrieben; desgleichen die Erstellung der in Eisen als Dreigelenkbogen ausgebildeten Lehrgerüste. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 22.

Die neue Straßenbrücke über die Elbe bei Schönebeck. Von C. Winterkamp, Ober-

ingenieur der Firma August Klönne in Dortmund. Der Aufsatz bringt unter dem Abschnitt: Ausführung der Tiefbauarbeiten ausführliche Angaben über die Absteckung, die Baustoffe und die Herstellung der Strompfeiler. Mit Abb. Zeitschr. d. V. D. I. 1913. Nr. 51 u. 52.

Das Gewölbeexpansionsverfahren System Buchheim und Heister. Von Baurat Professor Knapp, Darmstadt. Das bisher übliche Mittel, nachteilige Ausrüstungsspannungen durch die Anordnung von Gelenken auszuschalten, sucht das neue ausführlich beschriebene Verfahren durch Anordnung von hydraulischen Pressen im Scheitel zu ersetzen, welche einen künstlichen Horizontalschub erzeugen, ehe das Gewölbe geschlossen ist. Der zwischen den Pressen verbleibende Raum wird indessen mit Beton ausgefüllt, nach dessen Erhärtung die Pressen herausgenommen werden können. Die nach diesem Verfahren erfolgte Ausrüstung einer Eisenbahn-Betonbogenbrücke von etwa 30 m Stützweite wird eingehend erläutert. Mit Abb. Der Brückenbau 1913. Heft 24.

Two large concrete arches on a Swiss mountain Railway. Mitteilungen über den Langwieser Viadukt und die Gmünder-Tobelbrücke. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 26. Siehe auch: Armierter Beton 1914. Heft 1.

Straßenbrücke in Rahmenkonstruktion. Von Dr.-Ing. W. Schmidt, Stettin. Kurze Beschreibung und Berechnung der 9,5 m weitgespannten Brücke von 20 m Breite. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 1.

Pont Notre-Dame reconstruction, Paris; arch replacement under traffic. Beschreibung des bemerkenswerten Brückenumbaus, bei welchem unter Aufrechterhaltung des Verkehrs die drei Mittelloffnungen von rd. 10 m Spannweite durch eine einzige ersetzt wurden, da die beiden Mittelpfeiler die Flußschiffahrt behinderten. Gewählt wurde für die neue Mittelloffnung eine Eisenkonstruktion; die stehengebliebenen Pfeiler erhielten eine Eisenbetonverstärkung. Mit Abbildungen, die die Bauausführung, welche zunächst für eine Brückenhälfte erfolgte, erläutern. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 25.

Aus der amerikanischen Eisenbeton-Industrie. Von Ingenieur Ernst Schick, Wien. Es werden eine Anzahl Eisenbetonbauwerke kurz beschrieben, u. a. ein Viadukt mit Plattenbalkenkonstruktion und doppelten Zwischenstützen, der gegenüber einem geplanten Betonbogen 50% Ersparnis ergab; ferner eine Renntribüne mit 3000 Sitzplätzen. Mit Abb. Zeitschrift für Betonbau 1913. Heft 9.

Viaduct floor of hollow concrete tile. Es wird die Herstellung der Fahrbahntafel einer Betonbrücke durch Betonhohlsteine kurz beschrieben. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 23.

Eisenbetoncaisson der Elbebrücke in Obřístvi (Böhmen). Von Ing. Lumir Kapsa. Kurze Beschreibung eines aufgehängten Eisenbetoncaissons von einer Grundfläche von 61.86 m^2 für einen Strompfeiler. Mit Abb. Beton u. Eisen 1913. Heft 20.

Der Neubau der Arndt-Straßen-Überführung in Königsberg in Preußen. Von Stadtbaurat Ernst Schönwald in Oranienburg. Mitteilungen über die Ausführung der 34 m weitgespannten Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn, Beschreibung des Lehrgerüsts, Mit Abb. Deutsche Bauzeitung. Mitteil. 1913. Nr. 23.

Straßenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn. Von Oberingenieur C. Ritter, Berlin, Kurze Angaben über die 23,20 m weitgespannte Bogenbrücke mit angehängter Fahrbahn in Eisenbeton zu Kosten, Provinz Posen. Mit Abb. Beton und Eisen 1913. Heft 20.

4. Ausführungen im Wasserbau.

A concrete dam of the multiple arch type. Die in Beton ausgeführte Sperrmauer ist aufgelöst in 10 geneigte Gewölbe von rd. 9,80 m Spannweite bei einer größten Höhe von 28 m, die den Druck auf eisenbewehrte Pfeiler übertragen. Ausführliche Beschreibung der Herstellungsarbeiten: Kostenangaben. Mit Abb. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 26.

Bemerkenswerte Ausführungen in Eisenbeton. 1. Rheinwerftmauer der Stadt Hamburg. Von Dipl.-Ing. A. Dischinger, Wesel. Die eigentliche Ufermauer ruht auf Kragträgern in Eisenbeton, die sich auf Eisenbetonbrunnen stützen. Der angeordnete, landseitige Kranbahnträger schließt durch Streben an die Mauer und Kragträger an, wodurch eine Entlastung der Mauer stattfindet. Mit Abb. Beton u. Eisen 1914. Heft 1.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Concrete road in Cook County, Illinois. Kurze Mitteilung über die Herstellung einer Beton-

straße. Der Beton wird durch die Bereitmachmaschine vermittelt eines Auslegers gleich an die Verarbeitungsstelle transportiert. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 24.

Small-cube pavements of Monroe County. Es wird über gute Erfahrungen mit Betonsteinpflaster berichtet. Mit Abb. Engineering Record 1913. Vol. 68, Nr. 23.

Types of New York state roads. Von Von W. G. Harger. Bemerkenswerter Aufsatz über die Erfahrungen, die man mit verschiedenen Straßenbefestigungen im Staate New York gemacht hat. Mit Abbildungen und Kostenangaben. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 23.

Eisenbetonplatten für Eisenbahnoberbau. Von Prof. Hager, München. Verfasser weist auf die Mängel der üblichen Schwellenberechnung hin, die sich aus der unsicher zu bestimmenden Lagerung ergeben und er findet hierin eine Erklärung für die nur bisher wenig befriedigenden Ergebnisse mit Eisenbetonschwellen. Ein Vorschlag sieht die Anordnung von Einzelunterlagen in Eisenbeton vor, welche die Querschwellen tragen, denen lediglich die Aufgabe der Spurhaltung zufällt. Eingehende Beschreibung dieser empfohlenen Anordnung und Erläuterung durch zahlreiche Abbildungen. Zeitschr. für Betonbau 1913. Heft 9.

Imhoff sewage tank and proposed sewage farm for Torrance, Calif. Von R. Bennett. Kurze Beschreibung eines in Eisenbeton hergestellten Absitzbeckens. Mit Abbildungen der Konstruktionseinzelheiten. Engineering News 1913. Vol. 70, Nr. 23.

Die Wasserbecken der Stadt Rimaszombat. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi, Budapest. Beschrieben werden kurz die in Eisenbeton hergestellten Klär- und Filterbecken der Schmutzwasserreinigungsanlagen. Mit Abbildungen und kurzen Angaben der Berechnungsweise. Beton und Eisen 1913. Heft 20.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

Höhere Preise für Zement.

Die Erneuerung des Rheinisch-Westfälischen Zementsyndikats zeigt sich bereits bei den großen Zementverdingungen der einzelnen Eisenbahndirektionen, die jetzt vor sich gehen. In diesen Tagen wurden allein über 100 Millionen Kilogramm Portlandzement angefordert. Das sind mehr als 10 000 Doppelwaggons, und es ist klar, daß die Preise für Portlandzement beeinflusst worden wären, wenn die Einigung beim Syndikat nicht zustande gekommen wäre. Sind doch seinerzeit bereits, als

die Aussichten auf Erneuerung des Syndikats gering waren, Abschlüsse zu 129 bis 131 M. für den Doppelzentner Zement frei Werk zustande gekommen. Die Preise bei den diesmaligen Zementverdingungen waren höher als man in Werkskreisen erwartet hatte; sie zeigen sogar ansehnliche Preiserhöhungen gegen das Vorjahr und selbst gegen Ende Juli dieses Jahres. Für die Eisenbahndirektionen Kassel und Frankfurt a. M. wurden gemeinschaftlich 3400 D.-W. Portlandzement zu je 10 t angefordert; die niedrigsten Angebote lagen vor von den Port-

landzementfabriken Akt.-Ges. „Germania“ in Lehrte und Akt.-Ges. „Kronsberg“ in Misburg mit je 208 M. pro D.-W., während im Vorjahr und auch noch in diesem Sommer 203 M. bzw. 205 M. pro D.-W. gefordert worden waren; das Rheinisch-Westfälische Zementsyndikat hatte 217 M. und 220 M. gegen 192 M. und 202 M. bzw. 205 M. im Vorjahr bzw. in diesem Sommer verlangt. Die Verkaufsstelle der süddeutschen Zementsyndikatswerke forderte 260 M. bis 275 M. und war somit um rund 20 M. teurer als im Vorjahre. Die Eisenbahndirektion Köln hatte 3000 D.-W. Portlandzement angefordert und gleichfalls ganz erheblich höhere Preise gegenüber dem Vorjahr zu verzeichnen, als die Wicking-schen Portlandzementwerke zu 130 M. pro D.-W. sämtliche anbietende Werke unterboten hatten. Diesmal bot die zweite Hand 300 D.-W. zu 190 M. am billigsten an, während das nächstbilligere An-

gebot von der Akt.-Ges. „Teutonia“ in Misburg mit 230 M. gegen 179,80 M. im Vorjahr auf Lieferung von 1000 D.-W. vorlag. Das Rheinisch-Westfälische Zementsyndikat in Bochum forderte 50 M. pro D.-W. mehr als im Vorjahr und auch in diesem Frühjahr. Ebenfalls höhere Preise zeigten sich bei der bereits kurz gemeldeten Verdingung von 2810 D.-W. Portlandzement für die Eisenbahndirektionen Münster i. W. und Altona; für Münster bot das Rheinisch-Westfälische Zementsyndikat 1810 D.-W. zu 245 M. gegen 220 M. im Vorjahr bzw. Januar dieses Jahres an, während die zweite Hand diesmal gänzlich fehlte, die im Vorjahr zu 204,50 M. bis 206,50 M. angeboten hatte. Die Finanzdeputation in Hamburg hatte 1000 D.-W. Portlandzement angefordert; hierbei waren die niedrigsten Preise 625 M. bis 299 M. gegen 252 M. bis 282 M.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Tagesordnung zur V. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands am 5. März 1914 im Bankett-Saal des Weinhauses Rheingold, Berlin W., Potsdamer Str. 3.

1. Jahresbericht des Vorstandes. Berichterstatter: Dr.-Ing. Sachs-Dortmund.
2. Über Knickformeln. Berichterstatter: Oberingenieur Dipl.-Ing. Fischmann-Düsseldorf.
3. Über die Notwendigkeit von Zu- und Durchfahrten auf bebauten Grundstücken. Berichterstatter: Königl. Baurat Redlich, Berlin-Neukölln.
4. Über Ausstellungsgegenstände von baupolizeilicher Bedeutung auf der Internationalen Baufach-Ausstellung in Leipzig, mit Lichtbildern. Berichterstatter: Regierungsbaumeister a. D. Ewerbeck-Berlin.
5. Bauberatung und Baupolizei. Berichterstatter: Magistratsbaurat Berger-Breslau.
- 5a. Bericht über die Umfrage betr. Bauberatungsstellen. Berichterstatter: Königl. Baurat Marcuse-Charlottenburg.
6. Verschiedenes.

Nach der Tagesordnung: Gemeinschaftliches Mittagessen.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 235.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 84c. C. 22482. Verbindung von Betonpfählen und den zu ihrer Verankerung dienenden Betonbalken unter Wasser. Edmont Coignet, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Berthold Wassermann, Patentanwalt, Berlin SW. 68. 22. 10. 12.
- 37a. V. 69708. Eisenbetondecke mit sich kreuzenden Eisenbetonrippen; Zus. z. Pat. 244 403. Building Improvement Co., New York; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, Frankfurt a. M. 1. u. W. Dame, Berlin SW. 68. 29. 11. 12.

37d. F. 36360. Wandputzauftragemaschine mit an der Wand auf- und abweglichem Streichbrett. Heinrich Fangemeier, Bremen, Neckarstr. 84. 21. 4. 13.

37d. H. 62706. Verfahren zur Erzeugung von Preßputzwandverzierungen mit Hilfe einer biegsamen Form. Jakob Hermann u. Rudolf Hermann, Offenbach a. M., Bernardstr. 102. 10. 6. 13.

80a. W. 34951. Maschine zur Herstellung von Asphalt- und ähnlichem Straßenpflaster, bei welcher der Trockenzylinder für den Sand, Kies u. dgl., ferner der Schmelzkasten für den Asphalt, die Melßvorrichtung sowie der Sammel- und Mischbehälter in einem einzigen Gehäuse untergebracht sind. Linn White u. Harry Sutherland Richards, Chicago, V. St. A.; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. 25. 5. 10.

80b. 567993. Aus Asche und Gips hergestellte Isolierplatte für Rohrleitungen, Kessel usw. Friedrich Körner, Gelsenkirchen, von der Reckestr. 5. 1. 8. 13. K. 59216.

80c. 568678. Füllhöheprüfer für Kalköfen. Alb. Schaper, Jülich. 22. 8. 13. Sch. 49473.

80d. 568401. Vorrichtung zur Gewinnung von Formsteinen, insbesondere von Schleifsteinen direkt aus dem Steinbruch. Wilhelm Barthold, Kaiserslautern. 1. 8. 11. B. 54189.

80a. 567880. Vorrichtung zum Rauhen von künstlichem Marmor. Arnold Mertens, Stolpen i. S. 6. 9. 13. M. 47719.

80a. 568185. Glasur-Apparat. Düsseldorf Thonwarenfabrik Akt.-Ges., Düsseldorf-Reisholz. 31. 5. 13. D. 25118.

80a. 568279. Form zur Herstellung von Futterkrippenschüsseln aus Eisenbeton. Carl Köpke, Neukölln, Kaiser Friedrichstraße 162. 8. 8. 13. K. 59327.

80a. 568656. Mundstück für Ziegelstrangpressen. Wilhelm Kleinz, Hargesheim b. Kreuznach. 10. 7. 13. K. 58927.

37d. B. 67650. Wand- und Deckenverkleidung aus biegsam miteinander verbundenen Stäben. Elfriede Biberfeld, geb. Donner, Berlin, Lützowpl. 1. 4. 6. 12.

80a. H. 58516. Vorrichtung zum Aus- und Bekleiden von Zementrohren o. dgl. mit einer festeren Feinschicht unter Vermittlung von Rüttelformen. Adolf Heckt, Kiel, Lübecker Chaussee 12. 27. 7. 12.

80a. N. 13432. Vorrichtung zum Sieben von durch ein Rührwerk aufgeschlämmtm Ton, Kaolin u. dgl. Hans Christoffer Nielsen, Holbaek, Dänem. 24. 6. 12.

- 80a. B. 65 831. Vorrichtung zur maschinellen Herstellung von Hohlguß aus Porzellan o. dgl., bei der die Gußformen in einer endlosen Transportvorrichtung gefüllt, vorgetrocknet, die Masse angesaugt, ausgegossen und weiter getrocknet werden. Buchauer Porzellanfabrik Plaß & Roeßner, Buchau b. Karlsbad. 11. 1. 12.
- 80a. G. 38 139. Betonmischmaschine mit auf einer drehbaren Welle gelagerter Mischtrommel, bei welcher die Wasserzuführung durch ein in das Trommelinnere reichendes Rohr erfolgt. Christian Groll, Nürnberg, Fürtherstr. 83b. 20. 12. 12.
- 80a. R. 37 129. Aus einer leicht auseinandernehmbaren, mit einer großen Anzahl Fächer versehenen Form bestehende Vorrichtung zur Massenherstellung von Schwemmsteinen; Zus. z. Anm. R. 36 058. Otto Rudolph, Nordhausen, u. Karl Rudolph, Niedersachsenwerfen a. Harz. 14. 1. 13.
- 80b. T. 17 034. Verfahren zur Erzielung einer raschen Lagermöglichkeit von Steinen, die mit hochschmelzendem, bituminösem Material umhüllt sind. Teerstraßenbau-Gesellschaft Wayß m. b. H., Frankfurt a. M. 25. 1. 12.
- 37f. M. 48 192. Luftschiffhalle. Dr. Conrad Martin, Breslau, Taubentzienstr. 58. 19. 6. 12.
- 37f. M. 49 316. Förderband für Teleskoprohrmaste. Victor Melcher, Berlin-Friedenau, Kaiser-Allee 129. 17. 10. 12.
- 80a. E. 17 828. Vorrichtung an Strangpressen zur Herstellung einer Querrippe an der Oberseite und einer Querut an der Unterseite von Dachziegeln aller Art. Ludwig Esselborn, Ludwigshafen a. Rh. 26. 2. 12.
- 80a. T. 17 035. Vorrichtung zur Herstellung von Straßenbaumaterial durch Mischen von in einer Heiztrommel erwärmten Steinen und flüssigem Bitumen unter Verwendung von Meßgefäßen. Teerstraßenbau-Gesellschaft Wayß m. b. H., Frankfurt a. M. 25. 1. 12.
- 80b. W. 38 954. Verfahren zur Herstellung von Körpern aus Kunstholz durch Pressen einer aus einem Füllstoff, einer geringen Menge eines feuerfesten Bindemittels und Wasser bestehenden planischen Masse. James Augustus Wheeler, Somerset, V. St. A. 24. 1. 12.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37a. 572 418. Eisenbetonrippendecke. Agnes Rang, geb. Spiecker, Düsseldorf, Kirchfeldstr. 49. 17. 7. 13. R. 36 546.
- 37b. 572 826. Drahteinlage für Zementbeton. Wilhelm Müller, Frankfurt a. M., Textorstr. 101. 5. 9. 13. M. 47 933.
- 37b. 573 398. Betonplatte zur Herstellung von eisenarmierten Plattendoppelwänden. Anton Werner, Breslau, Viktoriastr. 111a. 26. 9. 13. W. 41 374.
- 37b. 573 606. Formstein zur Bildung von Rippen bei Eisenbetondecken. Richard Conrad, Recklinghausen i. W. 30. 8. 13. C. 10 722.
- 37b. 573 622. Einfach gelochter Hohlstein zur Aufnahme und Unterlage der Eisenarmierung und des Betonmörtels, als auch als Verschluss für Deckenhohlsteine, sowie Erzeugung eines Betonverbindungsstranges. Adolf Schneck, Beuthen, Ob.-Schl., Hohenzollernstraße 13. 12. 9. 13. Sch. 49 724.
- 37b. 575 914. Deckenhohlstein zur Herstellung von Eisenbetondecken. Wilhelm Zenz, Köln, Eigelsstein 100. 17. 9. 13. Z. 9257.
- 37b. 576 228. Aus mehreren parallelen, durch Stege verbundenen Stäben bestehende Bewehrungsseisen für Eisenbetonbauten. Julius Wissemborg, Bremen. 7. 5. 13. W. 40 021.
- 37b. 576 611. Gitterträger. Fritz Ebener, Düsseldorf, Schulstr. 1. 18. 5. 12. E. 17 413.
- 37b. 576 886. Eisenarmierung für Steinwände. Fritz Thomas, Dortmund, Hamburgerstr. 71. 16. 10. 13. T. 16 401.

- 37b. 576 642. Röhreneisenbeton. Erwin Hirt, Königshütte, O.-S., Kattowitzerstr. 12. 17. 10. 13. H. 63 295.
- 37a. 567 087. Dreikant-Eisenbetoneinlagen. Hans Röhner u. Ernst Winkler, Bayreuth (Bayern). 10. 7. 13. R. 36 485.
- 37a. 568 140. Mit Isolierung ausgeführtes Blech zur Herstellung von Baracken u. dergl. Rheinische Asbest-Fußboden-Werke, Koblenz. 13. 8. 13. R. 36 787.
- 37a. 568 523. Betonbalkendecke. Fa. L. A. Schreiber, Plauen i. V. 16. 8. 13. Sch. 49 397.
- 37b. 568 113. Bautafler für Decken und Wandbekleidung mit schwalbenschwanzförmigen Schlitten zum Festhalten des Putzes. Jean Gerstner, Essen-Ruhr, Gabelsbergerstr. 13, u. Alb. Hofmann, Barmen, Düppelstr. 17. 10. 4. 13. G. 33 108.
- 37b. 568 496. Kunststeinplatte. Carl Demme, Berlin-Wilmersdorf, Signaringerstr. 18. 28. 7. 13. D. 25 454.
- 37b. 568 521. Hohlstein zur Herstellung von Hohlkörperdecken mit an den Stoßflächen der Steine angeordneter Nut einerseits und Feder andererseits. Louis Weyhenmeyer, Grenzhof, Post Fischbach b. Tettmang. 15. 8. 13. W. 40 988.
- 37c. 568 123. Kittlose Glasdachspresse. Wilhelm Quante, Herford i. W. 12. 7. 13. Q. 988.
- 37c. 568 125. Nagelbare Dachplatte aus Eisenbeton. Tief- und Betonbau-Gesellschaft m. b. H., München. 19. 7. 13. T. 16 062.
- 37c. 568 482. Dachdeckerhammer. Josef Schleicher, Mülheim a. Ruhr, Auerstr. 24. 12. 12. 12. Sch. 49 305.
- 37d. 567 927. Fußboden. Waggon-Fabrik A.-G., Uerdingen. Niederrhein. 8. 8. 13. W. 40 928.
- 37d. 568 500. An Fenster und Türen anzubringende Vorrichtung zum Schutz gegen Hochwasser. Josef Storr, Schwäbisch Gmünd. 1. 8. 13. St. 18 125.
- 37d. 568 518. Rollgitter. Meining & Fritz, G. m. b. H., Essen a. Ruhr. 15. 8. 13. M. 47 618.
- 37d. 568 629. Fenster-Verbindung mittels übereinander gelegter Lappen. Akt.-Ges. Isselburger Hütte vormals Johann Nering Bögel & Cie., Isselburg. 4. 9. 13. A. 21 295.
- 37d. 568 714. Gaze-Fensterflügel mit verstellbarem Rahmen. Ellos-Gesellschaft, Egeln. 7. 6. 13. E. 19 206.
- 37d. 568 742. Geräuschdämmende Fugenabdichtung für Fenster u. dgl. Otto Steinhardt, Koblenz a. Rh., Kurfürstenstraße 18a. 20. 8. 13. St. 18 229.
- 37e. 568 512. Geschlossene Innenform zur Herstellung von Betonhohlwänden. Aktiebolaget Effektiv, Stockholm; Vertr.: C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 14. 8. 13. A. 21 195.
- 37e. 568 513. Hohlraumform zur Herstellung von Betonwänden. Aktiebolaget Effektiv, Stockholm; Vertr.: C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 14. 8. 13. A. 21 196.
- 37e. 568 514. Innenform zur Herstellung von hohlen Betonwänden. Aktiebolaget Effektiv, Stockholm; Vertr.: C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 14. 8. 13. A. 21 198.
- 37e. 568 515. Innenform zur Herstellung von Betonhohlwänden, -decken usw. Aktiebolaget Effektiv, Stockholm; C. G. Gsell, Pat.-Anw., Berlin SW. 61. 14. 8. 13. A. 21 199.
- 37f. 568 511. Gedenktafel für Verstorbene. Franz Haberfellner, Fürth i. B., Maxstr. 2. 11. 8. 13. H. 62 288.
- 19a. 558 399. Betonschwelle, welche als Einfriedigung, Einfassung und Auslagervorrichtung von Bauschutzgittern, von Abdeckungen, Lüftungen, Belichtungen und Fußabstreichgittern oder Rosten dient. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. 16. 5. 13. R. 35 982.
- 19a. 558 115. Eisenarmierte Betonquerschwellen. Dyckerhoff & Widmann, Akt.-Ges., Dresden. 3. 6. 13. D. 25 132.

- 37d. 557 723. Anschluß von Querriegeln und Sockelplatten an die Säulen von Eisenbetonzäunen. Josef Meier, Rothalmünster. 31. 5. 13. M. 46 588.
- 37d. 557 724. Vorrichtung zur Befestigung von Zaunlatten an Eisenbetonzäunen. Josef Meier, Rothalmünster. 31. 5. 13. M. 46 589.
- 37d. 557 725. Zahlklappe ohne Schloß für Schiebetüren. Heinrich Preuß, Velbert, Rhld. 31. 5. 13. P. 23 767.
- 37d. 557 950. Betonplatte für massive Fußböden. Walter Schuricht, Wildsdruff i. S. 29. 5. 13. Sch. 48 470.
- 37a. 557 616. Vorrichtung zur Sicherung der richtigen Lage des oder der Zugeisen bei Eisenbetondecken. Hermann Schwinning, Berlin, Andreasstr. 48. 26. 5. 13. Sch. 48 446.
- 37a. 557 617. Vorrichtung zur Sicherung der richtigen Lage der Zugeisen bei Eisenbetondecken. Hermann Schwinning, Berlin, Andreasstr. 48. 26. 5. 13. Sch. 48 447.
- 37a. 557 611. Betondecke für Balken- und Sparrenlagen. K. Brassel, Mülheim a. Ruhr, Oststr. 13. 6. 5. 13. B. 63 799.
- 37f. 558 132. Eisenbetonmast, insbesondere für elektrische Leitungen. Carl Schütthe, Bad Oldesloe, u. Johannes Koch, Lübeck. Gevedesstr. 22. 15. 8. 12. K. 54 433.
- 80a. 558 046. Vorrichtung an Brikettpressen zum Trennen der Briketts. Zechau-Kriebitzscher Kohlenwerke Glückauf, Akt.-Ges., Zechau b. Rositz, S. A. 2. 6. 13. Z. 8989.
- 80a. 558 280. Führung und Verschuß an Formkästenrahmen. Fritz Krenig, Marktbreit a. M. 3. 6. 13. K. 58 441.
- 80c. 558 135. Vorrichtung zur Ausnutzung der Heizgase von Wärme- bzw. Brennöfen. Carl Pahl, Misburg. 19. 9. 12. P. 22 160.
- 80a. 557 748. Stampfform für Formsteine. Johannes Schnütgen, Neuwig a. Rh. 1. 2. 13. Sch. 46 967.
- 80a. 557 971. Trommel mit Spiralgang zum Ausscheiden und Forttransportieren der Rückstände beim Schlämmen von Ton, Kaolin usw. Ernst Techen, Böhlitz-Ehrenberg b. Leipzig. 28. 6. 11. T. 13 356.
- 80a. 557 980. Drainröhren-Putzapparat. Arnold Neuen-dorff, Stargard, Pom. 28. 11. 12. N. 12 625.
- 80a. 558 043. Zum Mischen von Beton, Mörtel und anderen Stoffen und zum Waschen von Kies usw. eingerichtete Maschine mit einer in beiderlei Drehungssinn bewegbaren, inwendig mit schraubenförmig gewundenen Schaufeln versehenen Trommel. Emil Scheibel, Frenkendorf, Schweiz.
- 37d. 557 951. Verstellbares Absperrgitter. Wilhelm Schneiders, Hagen i. W., Südstr. 13. 29. 5. 13. Sch. 48 507.
- 37d. 558 157. Anordnung von Dachpapp- und Bleistreifen an den Stoßstellen der Betonfelder bei abgetheilten Betonböden. Pfannebecker & Co., Worms. 16. 5. 13. P. 23 670.
- 37e. 557 844. Leitergerüsthaken. Adolf Dick, Münster-eifel. 22. 5. 13. D. 25 057.
- 37e. 557 944. Signalausleger zum bequemen Anstreichen der Signalfügel. Fritz Cordes jun., Altenhundem i. W. 28. 5. 13. C. 10 463.
- 37f. 557 909. Neuierung an Gewächshäusern. Evald Jensen u. Aage Hansen, Kopenhagen. 25. 4. 13. J. 13 971.
- 37f. 557 932. Verschuß für Müllabfallkanäle. Alfred Schuchardt, Mühlhausen i. Th. 22. 5. 13. Sch. 48 402.
- 37f. 558 132. Eisenbetonmast, insbesondere für elektrische Leitungen. Carl Schütthe, Bad Oldesloe, u. Johannes Koch, Lübeck, Gevedesstr. 22. 15. 8. 12. K. 54 433.
- 37f. 558 190. Müllschachtverschuß. Schindler & Strohmann G. m. b. H., Osterholz-Scharmbeck. 2. 6. 13. Sch. 48 514.
- 37a. 557 934. Warte- und Schutzdach mit zentraler Trag-säule und Betonsockel für Haltestellen von Klein- und Straßenbahnen. August Bauschlicher, Frankfurt a. M., Schweizerstr. 16. 23. 5. 13. B. 63 778.
- 37a. 557 935. Warte- und Schutzdach für Haltestellen von Klein- und Straßenbahnen. August Bauschlicher, Frankfurt a. M., Schweizerstr. 16. 23. 5. 13. B. 63 779.
- 37b. 557 608. Bauelement für Fenster- und Balkonbrüstungen. Adler-Industriewerk G. m. b. H., Essen-Ruhr. 24. 5. 13. A. 20 710.
- 37b. 557 864. Gipsdiele. Ludwig Löbke, Gescher i. W. 27. 5. 13. L. 32 048.
- 37b. 557 900. Hohlstein. Adolf Ackermann, Berlin-Wilmersdorf, Trautenastr. 12. 29. 10. 12. A. 19 435.
- 37b. 558 000. Eckstein. Wilhelm Schäfer u. Heiner Schäfer, Köln-Nippes, Christinastr. 12. 15. 5. 13. Sch. 48 410.
- 37b. 558 136. Formeisen für Bausäulen und andere auf Druck beanspruchte Stäbe. Oscar Holtze, München, Zumpestr. 6. 25. 9. 12. H. 57 718.
- 37c. 557 629. Als Grat- und Kehlziegel gleichzeitig verwendbarer Dachziegel. Hermann Rindfleisch, Berlin, Schönleinstr. 5. 28. 5. 13. R. 36 111.
- 37c. 557 854. Führungsleisten und Führungsrollen an Falzriegeln aller Art. Dampfziegelei Stefansfeld-Salem Johann Schatz Nachfolger, Salem, Bodensee. 26. 5. 13. D. 25 095.
- 37d. 557 668. Abschluß von aus zwei Winkeleisen zusammengesetzten Hohlkörpern. W. Brandt, Osterode, Ostpr. 18. 11. 12. B. 60 924.
- 37d. 557 669. Abschluß von aus zwei Winkeleisen zusammengesetzten Hohlkörpern. W. Brandt, Osterode, Ostpr. 18. 11. 12. B. 60 925.
- 37d. 557 711. Luft- und wasserdichtes Schiebefenster mit unabhängig voneinander beweglichen und kippbaren Flügeln. Martin Levsen, Wyk-Föhr. 29. 5. 13. L. 32 067.
- 80a. 578 575. Falzriegelformmaschine. Hinrich de Vries, Georgsheil. 18. 4. 13. V. 11 184.
- 80a. 578 626. Maschine zur Herstellung von Zement-rohren. Ernst Otte, Intrup, Post Lengerich i. W. 4. 11. 13. O. 8196.
- 80a. 578 829. Vorrichtung zur mechanischen Herstellung von Vorlagen für Zinköfen, Tiegeln und ähnlichen Hohlkörpern. Tellus Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenindustrie, Frankfurt a. M. 8. 11. 13. T. 16 483.
- 80a. 578 837. Vorrichtung zum Kühlen von Briketts. Dipl.-Ing. Alois Schlauf, Großräschen, N.-L. 10. 11. 13. Sch. 50 459.
- 80c. 578 375. Kühler für Brennöfen. Dr. Adolf Gloz, Uerdingen. 31. 10. 13. G. 34 790.
- 37b. 579 030. Aus Steinstückchen gepreßter Baustein. Rudolf Margraf, Neukölln, Schudomasstr. 50. 10. 9. 13. M. 47 857.
- 37b. 579 054. Hohlkörper mit Rippen. Theodor Patscher, Mannheim, Otto-Beck-Str. 4. 3. 11. 13. P. 24 730.
- 37c. 578 892. Dachrinnenhalter. Hermann Dahms u. Otto Preuß, Peine. 1. 11. 13. D. 26 101.
- 37c. 579 031. Kombiniertes Biberschwanzfalzziegel. Adolf Zacharias, Kolbermoor. 23. 9. 13. Z. 9271.
- 37d. 578 296. Fensterwasserschlag. Franz Spengler, Berlin, Brandenburgstr. 26. 4. 11. 13. S. 31 879.
- 37d. 578 347. Gegen Witterungseinflüsse geschützte Tür. Peter Filser, Wengen, Algäu. 10. 10. 13. F. 30 282.
- 37d. 578 531. Schaufenster-Umrahmung aus Metall ohne sichtbare Schrauben oder sonstige Verbindungstücke. Heinrich Ernst, Hannover, Theaterstr. 13. 1. 11. 13. E. 19 933.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Balkenbrücken als räumliche Gebilde. Von Dr.-Ing. S. Löschner. Verlag A. Ziemsen, Wittenberg. Preis broschiert 8 M., gebunden 9 M.

Bei der gewöhnlichen Berechnung von Brücken wird jeder Hauptträger für sich untersucht. Bekanntlich ist das aber nur genau richtig bei gleichmäßiger Verteilung der Belastung im Querschnitt der Brücke. Bei unsymmetrischer Lastverteilung tritt eine Wechselwirkung der Hauptträger ein. Mit Hilfe der Querverbindungen wird der stärker belastete Träger entlastet, der weniger stark belastete Träger erhält eine Zusatzlast. Zumal die Querverbindungen werden hierbei oft Belastungen erhalten, die nicht ohne weiteres vernachlässigt werden dürfen.

Zu dieser Frage gibt das Buch einen wertvollen Beitrag. Wenn auch entsprechend der Beschäftigung des Verfassers mit der Konstruktion von fahrbaren Brücken für Verladezwecke und dergleichen, die Abhandlung sich in erster Linie auf dieses Gebiet bezieht, so sind die Ableitungen doch ganz allgemein gehalten und haben also auch eine dementsprechende Bedeutung.

Von besonderem Interesse scheint uns die dritte Abteilung des Buches zu sein, in der Brücken mit zwei vertikalen und zwei horizontalen Hauptträgern und mit mehreren steifen Querrahmen untersucht werden. Leider ist diese sehr hübsche Untersuchung nur für den Fall des Parallelträgers durchgeführt. Es wäre sehr zu wünschen, daß die Untersuchung auch auf die anderen Brückensysteme ausgedehnt wird.

Im übrigen ist das Buch sehr klar geschrieben und verdient wohl in weiteren Kreisen bekannt zu werden.

Dipl.-Ing. Waldemar Gercke.

Bauführung und Veranschlagen bei Ingenieurbauten. Von Dr.-Ing. Hans Nitzsche. Mit 24 Textfiguren, 8 Tafeln und 164 Seiten. Verlag von H. A. L. Degener in Leipzig. Preis 3,40 M. (kartoniert).

Das vorliegende Buch befaßt sich mit allem, was für das Veranschlagen von Ingenieurbauten, wie Brücken aus Holz, Stein, Eisen und Eisenbeton, Straßen, Eisenbahnen, Kanälen und ähnlichem von Wert ist. Es behandelt alle Fragen, auf die man bei der Preisbildung für die genannten Bauten zu achten hat, zunächst im einzelnen, darauf in 22 gut durchgeführten Beispielen.

Das Buch ist trotz seines im Verhältnis zu der Menge des Stoffes geringen Umfangs ziemlich reichhaltig und wird sicher seinen Benutzern wertvolle Dienste leisten.

E. Conrad.

Der Brückenbau. Lehr- und Nachschlagebuch von M. Strukel, Professor an der Technischen Hochschule zu Helsingfors. 237 Seiten mit 330 Figuren. Verlag A. Tietmeyer, Leipzig 1913. Preis 16,00 M. (Tafeln hierzu sind schon 1906 erschienen, Preis 10,00 M.).

Die Veröffentlichungen des Verfassers über den Brückenbau sind in 2 Teilen herausgegeben. Während der erste Teil die hölzernen und festen eisernen Brücken behandelt, befaßt sich der vorliegende zweite Teil mit den beweglichen und allen steinernen Brücken. Das Buch ist wegen seiner vielen, gut durchgezeichneten Figuren und der zahlreichen Literaturnachweise als Nachschlagebuch gut geeignet. Es sind wohl fast alle Brückenarten besprochen, die in der Praxis vorkommen können, nebst Hinweisen auf die statische Berechnung und die bei den Ausführungen zu beachtenden Punkte. Am Schluß sind die Lehrgerüste behandelt. Da die Tafeln schon 1906 erschienen sind, so sind die Figuren zu den modernen Brücken im Text untergebracht.

E. Conrad.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFÜHRUNG.

Die Eisenbetonbrücken System Wünsch.

In Nr. 12 (1913) dieser Zeitschrift bespricht Herr Dipl.-Ing. Obrist, Budapest, das System Wünsch und legt insbesondere dar, wie diese Brückenart in statischer Hinsicht aufzufassen sei.

Bei dieser Gelegenheit sagt er auf Seite 456 (rechte Spalte): „Es ist deshalb unverständlich, daß in der neueren Betonliteratur die alte Berechnungsweise angeführt ist usw.“ und gibt in der Fußnote u. a. die vier Zeilen wieder, die ich im Handbuch für Eisenbetonbau 1911, Bd. VI (nicht Bd. IV) Seite 354 der Berechnung des Systems Wünsch gewidmet habe.

Da der Leser aus obiger Bemerkung den Eindruck gewinnen könnte, daß ich tatsächlich eine veraltete Berechnungsweise angegeben oder gar empfohlen hätte, so möchte ich nicht verfehlen an dieser Stelle darauf hinzuweisen, daß dem nicht so ist. Ich habe lediglich in dem angeführten Werk, gelegentlich der Darstellung der Gewölbe mit steifen Eiseneinlagen, mit den erwähnten vier Zeilen angegeben, wie Wünsch sein Gewölbesystem berechnet hat. In diesem Zusammenhang wird wohl niemand meinen Hinweis so verstehen, wie ihn Herr O. verstanden zu haben scheint. Die Angabe der im übrigen nicht uninteressanten statischen Auffassung des Erfinders ist m. E. zur Kennzeichnung des damaligen Systems Wünsch, welches nur historische Bedeutung haben dürfte, durchaus erforderlich.

Es sei ferner erwähnt, daß die angeführte Bemerkung bereits in der von Nowak u. Spitzer bearbeiteten ersten Auflage des Handbuchs f. E. (Bd. III. S. 41, letzter Absatz) vorhanden war und daß aus den angegebenen Gründen gar keine Veranlassung vorlag sie fortzulassen.

Daß heute nach zwanzig Jahren Herr O. das System als Rahmen berechnet haben will, dagegen wird wohl niemand etwas einzuwenden haben und es wird wohl auch jeder andere Ingenieur, ohne daß er besonders spitzfindig zu sein braucht, die Berechnung eines ähnlichen Tragwerks als Rahmen, vielleicht auch bei sehr starken Widerlagern als eingespannten Balken oder bei mehreren Mittelpfeilern (Neutrabrücke in Neuhäusel) als durchlaufenden Träger durchführen.

Th. Gesteschi (Berlin).

Den vorstehenden Ausführungen des Herrn Dipl.-Ing. Gesteschi schließe ich mich voll und ganz an.

C. Kersten (Dresden).

Sehr geehrte Schriftleitung!

Im Jahrgang 1913, S. 467 ist eine Besprechung meiner Schrift „Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken auf Grund von Versuch und Erfahrung“ (Verlag Julius Springer, Berlin 1913) erschienen, die einige Irrtümer in der Auffassung meiner Versuche und deren Ergebnisse enthält. Ohne gegen den Grundsatz zu verstoßen, daß der Verfasser die Besprechung seines Werkes nicht kritisieren soll, halte ich eine sachliche Richtigstellung für geboten, wobei ich mich auf wenige Punkte beschränke.

Die Bemerkungen über den Gegensatz zwischen der Baumöglichkeit der Probekörper und der versuchstechnischen Anordnung sind unbegründet, da die untersuchten Bewehrungen in der Praxis angewendet werden oder zur Erreichung eines bestimmten Konstruktionserfolges angewendet werden müssen und da weiter jeder Versuchskörper dem Versuchszweck entsprechend gebaut werden muß.

Das Aufsuchen der ersten Risse hat selbstverständlich nur vergleichswisen Wert, was S. 20 meiner Schrift in Sperrdruck hervorgehoben ist. Die daran geschlossene Kritik müßte auf alle Rißbeobachtungen überhaupt ausgedehnt werden. Was hier Feinmessungen, deren Fehlen bemerkt ist, bezwecken sollen, ist nicht erwähnt.

Über die Schubspannungen ist bemerkt, daß ihre Berechnung aus den Hauptzugspannungen nach Mohr nur geringe Übereinstimmung mit den aus den Bruchlasten ermittelten Werten ergäbe. Dies ist unrichtig, denn ich habe die Schubspannungen aus den Zug- und Druckfestigkeiten berechnet ($25,6 - 31,2 \text{ kg/cm}^2$) und befriedigende Übereinstimmung mit den aus den Versuchsbalken sich ergebenden Werten ($28,9 - 31,6 \text{ kg/cm}^2$, S. 12 bzw. 26 meiner Schrift) erhalten. Der Irrtum in der Besprechung ist wahrscheinlich dadurch entstanden, daß sie die Schubfestigkeiten der schräg- und bügelbewehrten Balken einbezogen hat, während selbstverständlich nur der nicht querbewehrte Beton zum Vergleich benutzt werden kann, wie ich es tat und hervorhob.

Meine Darlegungen über die Gleitspannungen (oder wie man sie nennen will) sind unzutreffend aufgefaßt, scheinbar liegt hier ein grundsätzlicher Irrtum insofern vor, als das erste Gleiten der Eisen mit der Verbundfestigkeit verwechselt wird, welche beide in unmittelbarem Zusammenhang nicht stehen. Beim Bruch wirken noch andere Verbundkräfte als Haft- oder Gleitwiderstände in erheblichem Maße mit. Dies wird z. B. durch die Tatsache erwiesen, daß das Gleiten der Eisen in den Balken 3 und 7 (gleiche Längs- und Schrägbewehrung und ohne Bügel; in Balken 3 enden die Schrägeisen früher als in Balken 7) bei nahezu der gleichen Auflast von 16 t beobachtet wurde; der Bruch erfolgte bei beiden Balkentypen durch Zerstörung des Verbundes, bei Balken 3 aber unter 17 t, bei Balken 7 jedoch unter 25,3 t. Die Behauptung, daß die Haftfestigkeit usw. durch Herausziehen oder Herausdrücken oder durch Biegeversuche als eine von den Abmessungen unabhängige Größe ermittelt werden könne, ist in meiner Schrift nicht enthalten. Vielmehr ist darauf hingewiesen, daß die Haftlänge und die Verteilung der Haft- oder Gleitspannungen beim unmittelbaren Zugversuch nicht viel besser bekannt ist als bei der Balkenprobe (Fig. 131 und 132, Seite 5b, ferner c) S. 62). Daraus ziehe ich eben den Schluß, daß eine zutreffende Verbundberechnung nach den Haftspannungen aussichtslos ist. Da aber die Verbundfestigkeit für die Tragkraft nicht gleichgültig ist, gebe ich eine andere Methode auf Grund der Versuche an (S. 63 u. f.).

Die Ansicht, daß Fehler in der Versuchsdurchführung, wie in der Lagerung, d. h. also in der Beurteilung der äußeren statischen Verhältnisse von untergeordneter Bedeutung seien, trifft für präzise Laboratoriumversuche aber nicht allgemein zu. Ich verweise auf zahlreiche Veröffentlichungen, in deren Bruchspannungen im gewöhnlichen weichen Eisen von über 4000, ja sogar bis 7970 kg/cm^2 errechnet werden. Solche Spannungen sind selbstverständlich unmöglich. Die größte Zugspannung im Eisen übersteigt nur unter besonderen Verhältnissen (S. 39 meiner Schrift) um mehr als 9–10 % die Streckgrenze.

Die Behauptung, daß durch die gemeinsame Anordnung von Bügeln und Schrägeisen die Tragkraft erheblich gesteigert werde, ist in dieser Allgemeinheit unzutreffend und aus den Versuchen nicht zu entnehmen. Die Versuche zeigen vielmehr, wann die Bügel von Einfluß sind und wie groß dieser ist. So ist z. B. zu erkennen, daß bei 26 mm starken Längseisen (mit Schrägaufbiegungen) die Bügel eine Vermehrung der Tragkraft bis um 83 % bewirken, bei 13 mm starken Stäben (mit gleich kräftigen Schrägaufbiegungen wie vor) aber keine Vermehrung der Tragkraft erzeugen (S. 54 Fig. 129). In gleicher Weise ist auch die Behauptung über die Balken, deren Schrägeisen zum Teil vor den Auflagern enden, unrichtig (S. 61 Fig. 136).

Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

Erwiderung auf die Zuschrift von Prof. Saliger.

Auf die in der Zuschrift des Herrn Prof. Dr.-Ing. R. Saliger berührten Punkte meiner Besprechung seines Buches „Schubwiderstand und Verbund in Eisenbetonbalken“ möchte ich folgendes erwidern:

Aus den Abbildungen der Hauptversuchsbalken ist zu ersehen, daß beispielsweise die Balken 1, 2, 9, 10 usw. eine Anordnung der Bewehrung zeigen, welche in guter Baupraxis nicht üblich ist und auch kaum zur Erreichung eines bestimmten Konstruktionserfolges angewendet werden dürfte.

Die Unsicherheit bei der Beobachtung der auftretenden Risse habe ich ausdrücklich hervorgehoben. Versuche, welche, wie die vorliegenden, auf Feinmessungen verzichten, stehen m. E. nach bei der Auswertung der Ergebnisse in völliger Abhängigkeit von den amtlichen Vorschriften und ermöglichen keine Nachprüfung der heute geltenden Grundlagen unserer Berechnungsweise, die jedoch gerade der Zweck derartiger Untersuchungen sein sollte.

Meine Bemerkung über die Abweichung der nach Mohr und aus den Bruchlasten berechneten Werte der Schubspannungen bezieht sich auf sämtliche Werte. Die Übereinstimmung eines einzigen Wertes (für Balken 1) läßt allgemeine Schlüsse überhaupt nicht zu.

Bezüglich der Haftfestigkeit sagt Herr Prof. Dr.-Ing. Saliger folgendes: „Die Ermittlung der Größe des Haft- und Gleitwiderstandes kann durch unmittelbares Herausziehen oder Herausdrücken von einbetonierten Eisenstäben erfolgen (Zughaftung, Druckhaftung) oder durch Versuche an Balken. Auf beiden Wegen müssen bei Übereinstimmung der rechnungsmäßigen Voraussetzungen die gleichen Ergebnisse erzielt werden.“ Dieser durch nichts erwiesenen Behauptung vermag ich nicht beizustimmen. Eine Verwechselung zwischen dem ersten Gleiten und der Verbundfestigkeit ist in meiner Besprechung überhaupt nicht enthalten. Ich begnügte mich lediglich mit einem Aufzählen der einzelnen Einflüsse schon aus dem Grunde, da ich eine einwandfreie Unterscheidung und Beobachtung der Begleiterscheinungen bezweifle.

Fehler in der Versuchsdurchführung können unter allen Umständen bei sorgfältiger Anordnung fast völlig ausgeschaltet werden. Der an dieser Stelle vorgebrachte Hinweis auf die bei anderen Versuchen errechneten höheren Spannungen ist mir nicht recht verständlich, da schon in der Nähe der Streckgrenze der Eiseneinlagen die Auswertung überhaupt nicht nach unserer Berechnungsart durchgeführt werden kann. Demnach stellen auch die von Herrn Prof. Dr.-Ing. Saliger berechneten Eisenzugspannungen nur äußerst angenäherte Vergleichswerte und nicht die tatsächlich auftretenden Spannungen dar.

Über den Einfluß der Bügel und Aufbiegungen sagt Herr Prof. Dr.-Ing. Saliger in der Zusammenfassung seiner Ergebnisse: „Bei ausreichender Schrägbewehrung vermehren die Bügel den Verbund und damit die Tragkraft.“ Daß durch derartige konstruktive Ausbildung die Tragfähigkeit erhöht wird, ist überdies seit langem allgemein bekannt. Der angeführte Fall, welcher keine Vermehrung der Tragfähigkeit erkennen läßt, ist nur aus einem Schaubild gefolgert und nicht der Versuchsreihe entnommen worden.

Durch vorstehende Ausführungen glaube ich meine „Irrtümer in der Auffassung der Versuche und deren Ergebnisse“ klargestellt zu haben und ist die Angelegenheit für mich erledigt.

Königsberg, den 9. Januar 1914.

l'Allemand.